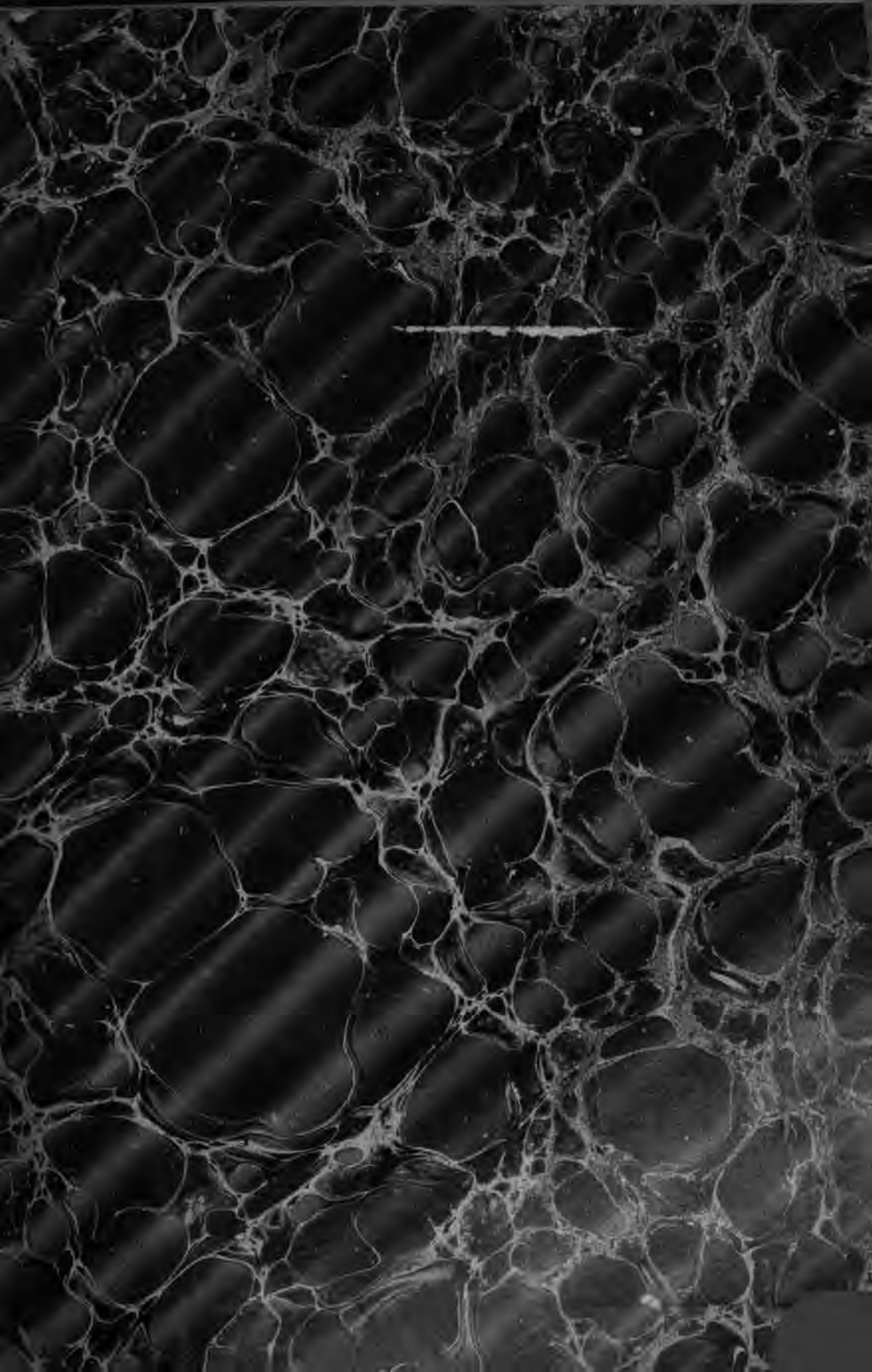






MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES

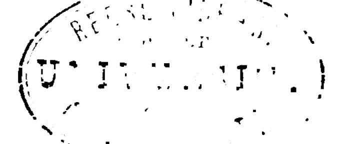




MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES



MANUEL

DE L'INGÉNIEUR

DES PONTS ET CHAUSSÉES

RÉDIGÉ

CONFORMÉMENT AU PROGRAMME

ANNEXÉ AU DÉCRET DU 7 MARS 1868

RÉGLANT L'ADMISSION DES CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES
AU GRADE D'INGÉNIEUR

PAR

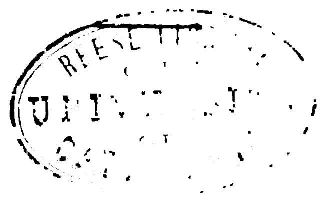
A. DEBAUVE

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

11me FASCICULE

—

Ponts et viaducs en bois et en métal



PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES

49, QUAI DES AUGUSTINS, 49

—

1874

PROGRAMME

PONTS ET VIADUCS EN BOIS ET EN MÉTAL

3. Ponts en charpente. — Fermes en bois composées de pièces droites. — Arcs formés de pièces posées de champ, de pièces posées à plat. — Système américain.

Résistance des poutres tirées ou comprimées dans le sens de leur longueur, fléchies par des forces transversales, soumises à des forces de direction quelconque. — Flexion et résistance de pièces courbes.

Construction sur piles et culées en maçonnerie, sur palées ; brise-glace — Levage des fermes. — Plancher, chaussée; garde-corps.

4. Ponts et viaducs en fer et en fonte. — Différents systèmes de fermes en fer forgé ou en tôle. — Résistance d'une ferme droite en tôle.

Poutres droites en fonte. — Fermes en fonte avec arcs inférieurs, composés de voussoirs, de panneaux pleins ou évidés. — Entretoises, contrevents; remplissage des tympans.

Construction sur piles en maçonnerie, sur piliers en fonte. — Sujétion imposée par les conditions de la fonte au tracé des pièces. — Modes d'assemblage. — Levage des fermes. — Ajustage et calage.

Plancher, chaussée, garde-corps.

Plaques et rouleaux de friction.

5. Ponts suspendus. — Détermination des courbes qu'affectent les câbles d'un pont suspendu. — Longueur des câbles ou des chaînes de suspension et de retenue des tiges verticales de suspension.

Résistance par millimètre carré des câbles en fil de fer ou des barres en fer forgé; calcul de la section des câbles ou chaînes et des tiges de suspension.

Disposition des câbles ou chaînes. — Passage sur les piliers. — Amarrage sur les piles. — Haubans. — Amarrage dans les puits. — Formes et dimensions des puits. — Résistances des piliers et des culées.

Fabrication des câbles en fil de fer. — Ajustement des chaînes en fer forgé. — Levage et pose. — Tablier; garde-corps.

Épreuve et réception. — Visites et vérifications.

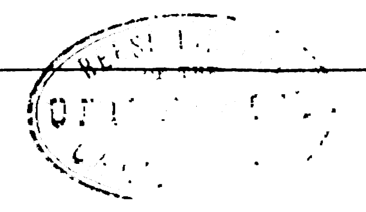
6. Ponts mobiles. — Ponts levis. — Pont tournant. — Pont roulant. — Pont basculant.

PONTS ET VIADUCS EN BOIS ET EN MÉTAL

TABLE DES MATIÈRES

PONTS ET VIADUCS

EN BOIS ET EN MÉTAL



CHAPITRE PREMIER

FORMULES DE RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX. — DONNÉES PRATIQUES.

Généralités. — Dans l'application de la résistance des matériaux aux ponts en bois ou en métal, on n'a jamais à résoudre que l'un ou l'autre des deux problèmes suivants :

1° Étant donné une ferme de pont, de forme et de poids connus, calculer la surcharge qui peut lui être imposée sans porter atteinte à la sécurité; calculer en outre, la déformation produite par la surcharge;

2° Inversement, étant donné, en grandeur et en position, la charge qu'il s'agit de supporter, calculer les dimensions de la ferme, à laquelle cette surcharge est superposée de manière à satisfaire aux exigences de la sécurité; calculer en outre la déformation correspondante.

Dans le premier problème, le point principal est la détermination de la valeur de la surcharge possible, dans le second, c'est la détermination des dimensions des pièces qui composent la ferme.

L'étude de la déformation, quoique importante, est cependant accessoire dans la pratique; aussi nous contenterons-nous de donner les formules qui s'y rapportent sans les développer.

A la fin de notre cours de mécanique, nous avons exposé les principes élémentaires de la résistance des matériaux, et nous en avons fait l'application aux organes des machines; il est indispensable de reproduire ici ces principes.

La solution exacte des problèmes de résistance exigerait la connaissance absolue de la physique moléculaire. Si l'on arrivait à déterminer pour chaque molécule les efforts qui la sollicitent, on pourrait la considérer comme isolée et calculer son mouvement, indépendamment des molécules voisines. Le mouvement de chaque molécule étant connu, la déformation totale se trouverait par là déterminée.

Malheureusement, la théorie moléculaire est trop peu avancée pour qu'il soit possible d'entrer dans la voie précédente qui, dès l'abord, se présente comme

hérissée de difficultés. Aussi, dans les traités pratiques faut-il recourir à une méthode plus simple, basée sur des résultats expérimentaux et sur des hypothèses plausibles.

De la sorte, ce n'est point l'exactitude mathématique qu'on obtient, et il ne faut jamais attacher aux résultats des calculs de résistance plus de précision qu'ils n'en comportent.

Ce sont des renseignements précieux qui, en général, s'écartent peu de la vérité et qui fournissent une approximation bien suffisante dans la pratique.

1° RÉSISTANCE DES PIÈCES DROITES.

Des diverses espèces de déformations. — On distingue plusieurs espèces de déformations simples des corps prismatiques :

1° L'extension des corps prismatiques ; c'est l'allongement que ces corps subissent sous l'influence d'une force dirigée suivant leur axe ;

2° La compression des mêmes corps, c'est l'inverse de l'extension;

3° Le cisaillement ou glissement transversal ; imaginez une section transversale d'un corps et deux forces parallèles à cette section, dirigées en sens contraire et agissant l'une à droite, l'autre à gauche de la section, il tend à se produire un glissement dans le plan de la section, c'est-à-dire normalement aux fibres, c'est ce qu'on appelle le cisaillement;

4° Il y a flexion, lorsque les plans de deux sections transversales ne font plus entre eux le même angle qu'auparavant, l'intersection de ces deux plans étant restée parallèle à elle-même;

5° Il y a torsion, lorsque les plans de deux sections transversales parallèles ont tourné, l'un par rapport à l'autre, d'un certain angle autour de leur perpendiculaire commune.

En général un corps n'est pas soumis seulement à l'une de ces déformations simples; plusieurs déformations, telles que la flexion et la torsion, coexistent et produisent une déformation complexe, dans laquelle il faut rechercher les mouvements élémentaires.

De l'extension des corps prismatiques. — On comprend sans peine comment on peut arriver à découvrir la loi expérimentale de l'extension : on place verticalement une tige prismatique, que l'on encastre solidement par le haut dans une mâchoire inébranlable, et dans l'axe de laquelle on fait agir par le bas des poids placés sur un plateau de balance.

A chaque poids correspond un allongement; on réunit dans un tableau et en regard les uns des autres les poids et les allongements correspondants, et l'on cherche une formule algébrique qui comprenne les résultats de ce tableau, ou bien encore on les représente par une courbe plane à coordonnées rectangulaires.

C'est à Wertheim que l'on doit les principales expériences sur l'extension. Les allongements se mesurent en marquant sur la tige prismatique deux repères très-fins, que l'on observe au cathétomètre; on arrive ainsi à connaître à chaque instant la distance des deux repères et par suite l'allongement de la tige par mètre de longueur.

De ces expériences résultent les lois suivantes :

1° L'allongement (l) d'une tige prismatique est proportionnel à la longueur L de cette tige;

2° Il est proportionnel aussi à la charge P qui agit suivant l'axe ;

3° Il est inversement proportionnel à la section S de la tige ;

4° Il est inversement proportionnel à un coefficient E, appelé coefficient d'élasticité longitudinale ; ce coefficient est caractéristique pour chaque substance et mesure la plus ou moins grande faculté d'extension que la substance possède.

Les lois de l'extension sont donc résumées dans la formule

$$l=\frac{E.P}{S.E}.$$

Coefficient d'élasticité. — Quand on dit que le coefficient d'élasticité est constant pour une substance donnée, on veut parler d'une substance toujours identique à elle-même et prise dans les mêmes conditions physiques. En réalité, le coefficient d'élasticité des substances, le fer par exemple, varie avec la structure moléculaire et la température de chaque échantillon.

Toutefois les variations sont assez peu importantes pour qu'on puisse les négliger dans la pratique et adopter un coefficient moyen d'élasticité.

Limite d'élasticité. — Les lois de l'extension sont empiriques, et, comme toutes les lois empiriques, elles ne sont applicables qu'entre certaines limites. Les lois véritables sont beaucoup plus complexes, et ne se réduisent pas à des relations du premier degré. Mais la formule précédente satisfait parfaitement aux résultats de l'expérience dans les conditions usuelles.

Voici ce qui se passe, lorsqu'on soumet un prisme à des tractions croissantes :

Le prisme s'allonge peu à peu et finit par se rompre, lorsque la traction atteint une valeur qui dépend de la nature du prisme.

Tant que les tractions sont faibles et ne dépassent point le tiers de celle qui détermine la rupture, les allongements varient proportionnellement à la charge. Ces allongements ne sont point permanents, ils disparaissent avec la traction qui les a produits, et, lorsqu'on supprime cette traction, les prismes reprennent leur longueur initiale.

Ce retour à la longueur initiale est dû à l'élasticité de la matière, et l'on appelle limite d'élasticité la charge pour laquelle les allongements commencent à devenir permanents.

En réalité, quelque faible que soit la traction, il y a toujours allongement permanent ainsi qu'on l'a trouvé par des expériences très-précises ; mais, jusqu'à la limite d'élasticité, l'allongement permanent est peu sensible et l'on peut n'en pas tenir compte.

Ainsi, pour le fer, il n'y a guère d'allongement permanent, que lorsque la traction atteint la moitié de la charge de rupture.

Or, jamais, dans la pratique, on ne fait travailler le fer au tiers de la charge de rupture : les allongements permanents ne sont donc jamais à craindre et l'on peut toujours appliquer les lois simples de l'extension.

Il est à remarquer que l'allongement, dû à l'extension, est toujours accompagné d'une diminution de la section transversale et d'un accroissement de volume ; ces phénomènes sont d'importance secondaire, et il est rare qu'on s'en occupe.

La durée de la traction influe aussi sur l'allongement ; en général, celui-ci augmente peu à peu avec le temps, et semble tendre vers une limite déterminée pour une charge donnée. Cette circonstance n'est point à négliger dans les constructions.

La formule qui donne l'allongement

$$l=\frac{P.L}{S.E}.$$

se met souvent sous une forme plus simple :

$$E=\frac{P}{S}:\frac{l}{L}=\frac{p}{\gamma}.$$

Ce qui peut s'énoncer ainsi :

Le coefficient d'élasticité est le rapport constant qui existe entre la charge rapportée à l'unité de surface et l'allongement rapporté à l'unité de longueur.

D'où ces règles simples :

L'allongement par mètre courant est le quotient de la charge par mètre carré par le coefficient d'élasticité.

La charge par mètre carré est le produit de l'allongement par mètre courant par le coefficient d'élasticité.

TABLEAU DES COEFFICIENTS D'ÉLASTICITÉ DE DIVERSES SUBSTANCES, PRIS AU-DESSOUS DE LA LIMITE D'ÉLASTICITÉ.

Fer forgé.	20,200,000,000 ou $2,02\times10^{10}$
Fil de fer.	$2,18\times10^{10}$
Tôle ordinaire.	$1,80\times10^{10}$
Fonte de Fer..	$1,20\times10^{10}$ à 3×10^{9}
On peut adopter en moyenne, d'après Hodgkinson, la valeur.	9×10^{9}
Chêne, pin-sapin, mélèze..	1,250,000,000 ou $1,25\times10^{9}$

Nous avons dit que, pour certaines substances, le coefficient d'élasticité était très-variable; la fonte en est un exemple frappant. Au grand pont de fonte de Tarascon, MM. Desplaces et Collet-Meygret ont fait de nombreuses expériences et n'ont cru pouvoir adopter pour des pièces de fonte de grande dimension transversale que le coefficient 6×10^{9}.

Les pièces de fonte épaisses sont, en effet, dépourvues d'homogénéité; lors du coulage, la surface se refroidit plus vite que l'intérieur, et subit une sorte de trempe qui lui donne une grande dureté ; l'intérieur, au contraire, se refroidit lentement et ne peut se contracter librement, à moins qu'il ne se forme des cavités.

Suivant l'épaisseur de la pièce de fonte, on aura donc un métal moyen de qualité variable, et l'on devra adopter un coefficient d'élasticité variable. Pour des pièces minces, ce coefficient pourra être élevé et atteindre $1,2\times10^{10}$; pour des pièces larges, il devra descendre jusqu'à 6×10^{9}.

Toutes les fois qu'une tige prismatique est soumise à une traction suivant son axe, il y a allongement permanent; mais pour le fer, par exemple, cet allongement n'est permanent que lorsque la traction dépasse 15 kilogrammes par centimètre carré.

On n'en arrive jamais là dans la pratique.

En somme, on peut admettre, pour les calculs de la pratique, que les lois de l'extension, et particulièrement la proportionnalité des allongements aux charges, sont parfaitement exactes. Mais il faut se garder d'appliquer les formules fournies par ces lois à des cas pour lesquels ces lois ne sont plus vraies, c'est-à-dire au delà de la limite d'élasticité.

Il ne faut pas oublier que dans les formules l'unité de force est le kilogramme

et l'unité de surface le mètre carré. Certains auteurs prennent pour unité le centimètre carré ; c'est beaucoup plus commode et on se familiarise rapidement avec cet usage qui demande toutefois un peu d'attention.

Dans le cas où on adopterait le centimètre carré pour unité, il faudrait diviser par 10,000 ou 10^4 les nombres du tableau précédent ; il en résulte une notable simplification.

Résistance des divers corps à la rupture par extension. — Nous venons de faire l'étude de l'extension pour des charges qui ne dépassent pas la limite d'élasticité ; lorsque les charges sont plus considérables et vont sans cesse en augmentant, la proportionnalité des allongements aux charges n'existe plus, les allongements permanents augmentent, la substance se désagrége, et il arrive un moment où sa résistance est vaincue par la charge. C'est alors que la rupture se produit.

L'aspect des surfaces de rupture varie avec la constitution moléculaire des substances.

La fonte de fer s'allonge sans cesse, à mesure que la charge augmente ; la rupture se produit tout d'un coup sans être annoncée par aucun phénomène ; les surfaces de rupture sont presque planes, d'un aspect cristallin. Il en est de même de la fonte d'acier.

Le fer forgé, soumis à la traction, voit sa section s'amincir de plus en plus en un endroit donné, et la rupture arrive, lorsque l'amincissement a atteint une certaine limite ; dans la cassure la structure fibreuse est parfaitement accusée.

Les bois à grosses fibres, comme le sapin, s'allongent d'abord ; quand on approche de la rupture, on entend parfaitement la désorganisation intérieure se produire, certaines fibres se rompent bruyamment, les craquements augmentent sans cesse jusqu'à ce que la rupture arrive. Les surfaces de séparation montrent les restes des grosses fibres isolées et saillantes.

Cet effet ne se produit pas dans les bois à petites fibres serrées ; la rupture est brusque, et la constitution fibreuse n'est guère accusée par la cassure ; les dentelures sont peu profondes.

Charges de ruptures. — Les charges de ruptures sont indépendantes de la longueur des prismes et proportionnelles à leur section transversale. Ces charges sont constantes pour une substance donnée, prise dans des conditions identiques.

Pour caractériser une substance, il suffit donc de connaître quel est, par centimètre carré de section transversale, le poids qui détermine la rupture.

L'expérience est facile à faire ; en voici les résultats que nous avions eu déjà l'occasion de citer dans une autre partie de l'ouvrage :

Fil de fer. . .	50 à 90 kil.,	ordinairement	70 kil.,	par	millimètre carré.
Fer en barres.	25 à 60	—	40	—	—
Tôle de fer.. .	35 à 40	—	36	—	—
Fonte de fer. .	9 à 15	—	—	—	—

Voici les résultats pour les bois :

Dans ses expériences, Barlow avait trouvé :

Sapin.	857	kil. par	centimètre carré.
Frêne.	1200	—	—
Hêtre.	800	—	—
Chêne.	750	—	—
Teak..	1060	—	—
Buis..	1400	—	—
Poirier..	700	—	—
Acajou..	565	—	—

Mais la résistance varie avec les divers échantillons d'une même essence, avec les pays, avec les dimensions de la pièce, etc., et l'on peut prendre pour le pin et le chêne 750 kilogrammes.

Pour le sapin du Nord. . .	600 à 900
Pour le sapin des Vosges. .	400

Lorsqu'on a à exécuter un travail important avec des matériaux de provenance déterminée, il sera toujours plus sage de se livrer à une série d'expériences sur ces matériaux mêmes, afin de déterminer directement les coefficients d'élasticité et les charges de rupture qu'il convient d'adopter.

Coefficient de sécurité. — Il est clair que dans la pratique, on ne doit point imposer aux matériaux des tractions même voisines de la charge de rupture, car, avec le temps, ces tractions suffiraient à désagréger les pièces mises en œuvre, et l'on n'obtiendrait du reste qu'une stabilité douteuse, incapable de subsister avec une mince surcharge accidentelle.

Les constructeurs ont donc été amenés à adopter une limite de charge qu'il ne fallait point dépasser dans la pratique.

Pour le fer, on prend le $\frac{1}{6}$ de la charge de rupture; cette fraction $\frac{1}{6}$ est ce qu'on appelle le coefficient de sécurité.

Pour les autres substances, il convient d'adopter comme coefficient de sécurité, le $\frac{1}{10}$ de la charge de rupture, c'est-à-dire que ces substances ne doivent pas être soumises à une traction supérieure au $\frac{1}{10}$ de celle qui déterminerait leur rupture.

Ces coefficients de sécurité sont consacrés par l'expérience; ils donnent une solidité suffisante sans entraîner une dépense exagérée de matière. Du tableau ci-dessus, il résulte que la résistance du fer à la rupture est d'environ 36 kilogrammes par millimètre carré.

Avec le coefficient de sécurité $\frac{1}{6}$, c'est une charge maxima de 6 kilogrammes par millimètre carré qu'il est permis d'imposer au fer. Cette charge maxima de 6 kilogrammes est, en effet, prescrite par les règlements pour le fer et la tôle.

Les mêmes règlements prescrivent de ne soumettre la fonte qu'à des tractions égales au plus à 1 kilogramme par millimètre carré; ici, le coefficient de sécurité est bien inférieur à $\frac{1}{6}$; mais la constitution de la fonte est tellement variable, et celle-ci résiste d'une manière si peu régulière à l'extension, qu'on a cru sage de réduire à 1 kilogramme par millimètre carré la charge maxima qu'il convenait de lui imposer d'une manière continue.

La résistance de certains métaux, tels que le fer, varie-t-elle avec le temps dans certaines conditions? On l'a affirmé, et l'on a dit que le fer fibreux soumis à des trépidations continues, comme dans les essieux de wagons, changeait de constitution moléculaire et passait à l'état cristallin en perdant une partie de sa résistance à la rupture. Cette affirmation est plutôt théorique que pratique, car elle n'a pas été absolument justifiée par l'expérience.

De la compression des corps prismatiques — Un corps prismatique soumis à une compression suivant son axe, se raccourcit, et si l'on cherche la loi qui lie les raccourcissements aux charges et à la section, tant qu'il ne s'agit que de prismes de faible longueur non-susceptibles de fléchir, on reconnait que ces lois sont les mêmes que celles de l'extension.

Le raccourcissement (l) est proportionnel à la longueur L du prisme, à la charge P, inversement proportionnel à la section S et au coefficient E', caractéristique

pour chaque substance, ce qui se résume par la formule :

$$l = \frac{LP}{S.E'} \quad \text{ou} \quad E' = \frac{P}{S} : \frac{l}{L}$$

Le coefficient d'élasticité à la compression E' est le rapport constant qui existe entre la charge rapportée à l'unité de surface et le raccourcissement rapporté à l'unité de longueur.

Cette formule n'est applicable que dans certaines limites, tant que la compression n'a point dépassé ce qu'on appelle la limite d'élasticité ; dans ces conditions, le prisme reprend à peu près sa forme primitive lorsque la compression a cessé d'agir, et il ne se produit que des raccourcissements permanents insensibles. Au delà de la limite d'élasticité, qui correspond pour le fer à une charge de 15 à 18 kilogrammes par millimètre carré, les allongements permanents augmentent, et les coefficients E' varient suivant une loi irrégulière. Ceci n'a pas d'importance, car dans la pratique, on reste toujours en deçà de la limite d'élasticité; mais il faut toujours avoir soin d'appliquer les formules dans les limites pour lesquelles elles sont vraies. Faute d'y avoir songé, on est arrivé plus d'une fois à des résultats absurdes.

Les expériences destinées à déterminer le coefficient E' sont peu nombreuses : pour le fer, ce coefficient E' est environ les $\frac{4}{5}$ du coefficient E relatif à l'extension. La différence entre les deux coefficients est moins grande pour la fonte.

Ces différences ont du reste été peu étudiées; elles sont sans grande importance dans la pratique. Généralement on suppose égaux les deux coefficients E et E'.

Charges de rupture à la compression. — Les charges de rupture à la compression dépendent essentiellement de la longueur des prismes. En effet, on ne saisit pas tout d'abord comment la rupture peut se produire lorsque la compression est bien dans l'axe des fibres. Lorsque la tige soumise à l'effort possède une grande longueur, il se produit une flexion qui détermine une rupture par extension : mais si la flexion ne peut se produire, la compression détermine une expansion latérale, une sorte de dilatation qui tend à séparer les molécules voisines; et, en effet, il arrive un moment où la séparation se produit, la matière s'écrase.

Nous devons donc, dans la rupture par compression, distinguer deux cas :

1° Le prisme comprimé est trop court pour que la flexion se produise;

2° Le prisme comprimé, a, relativement à sa largeur, une longueur assez grande pour que la flexion soit possible.

1° S'il s'agit d'un prisme court, d'apparence cubique, la charge de rupture est proportionnelle à la section, mais elle est indépendante de la longueur.

Pour le fer en général (fer forgé, fil de fer), la résistance à la rupture par compression est les $\frac{4}{5}$ de la résistance à la rupture par extension. Cependant, on admet en pratique que la résistance est la même, et, faisant application du même coefficient de sécurité, $\frac{1}{6}$, on adopte pour la charge maxima à imposer au fer par millimètre carré de section transversale, 6 kilogrammes. C'est le nombre prescrit par les règlements.

Pour la fonte, la résistance à la rupture par compression est bien supérieure à la résistance, à la rupture par extension ; elle est, d'aprés Hodgkinson, de 5,5 fois la résistance à l'extension, soit en moyenne 63 kilogrammes par millimètre carré de section.

Vu le défaut d'homogénéité de la fonte, les règlements administratifs ont cru

prudent d'adopter pour la fonte un très-faible coefficient de sécurité, et ont prescrit de ne faire travailler la fonte à la compression qu'à 5 kilogrammes par millimètre carré, lorsqu'il s'agit de pièces de pont.

Pour le chêne la résistance à la compression est les $\frac{2}{3}$ de sa résistance à l'extension soit 2/3.800 kilogrammes ou 533 kilogrammes par centimètre carré. Pour le pin et le sapin, et pour les bois blancs en général, la résistance à la rupture par compression n'est que la moitié de la résistance à l'extension, soit 400 à 500 kilogrammes par centimètre carré.

De ces nombres résulte ceci :

Au point de vue de la résistance, on doit faire en chêne les pièces soumises à la compression, et en sapin les pièces soumises à des extensions. On ne suit pas toujours cette règle, parce qu'on fait intervenir la question de durée ou la question de dépense.

2° Lorsque la longueur du prisme augmente par rapport à sa largeur, la résistance diminue très-rapidement, parce qu'il se produit une flexion de la tige prismatique, qui devient alors une sorte de ressort en arc de cercle soumis à un effort dirigé suivant sa corde.

La théorie mathématique de ce phénomène a été faite ; mais elle est assez complexe et assez peu pratique pour qu'il soit inutile de la donner ici. Il faut, en somme, se contenter des résultats d'expériences que nous avons relatées en traitant de l'exécution des travaux.

Les observations les plus complètes et les plus intéressantes sont dues à Hodgkinson, dont le Mémoire a été traduit par M. l'Ingénieur des ponts et chaussées Pirel. Nous en avons donné des extraits et nous rappellerons les principaux résultats :

Une colonne en fonte, dont la longueur varie de 0 à 5 fois le diamètre, se rompt toujours par écrasement simple.

Lorsque la longueur est comprise entre 5 et 25 fois le diamètre, le phénomène de la rupture est mixte ; il y a à la fois écrasement simple et flexion. Enfin, quand la longueur dépasse 25 fois le diamètre, c'est toujours par flexion que la rupture se produit.

Dès que la flexion a commencé, elle tend à s'accroître rapidement même pour une faible augmentation de la compression.

Lorsque les extrémités des colonnes sont encastrées, la résistance est trois fois plus forte que lorsqu'elles sont arrondies : aussi constitue-t-on l'encastrement en haut et en bas au moyen de chapiteaux et d'embases solidement boulonnées.

A égalité de matière employée, il est avantageux de donner à la colonne une forme renflée au milieu : on augmente la résistance de $\frac{1}{7}$ ou de $\frac{1}{8}$; cela se comprend, car on doit rendre la flexion moins facile.

A égalité de matière, les colonnes creuses résistent beaucoup mieux que les colonnes pleines : la fonte, coulée sur une moindre épaisseur, s'est mieux trempée, et l'accroissement du diamètre total rend la flexion moins facile. Il est indispensable que la colonne creuse soit d'épaisseur bien uniforme, sans quoi la résistance serait illusoire.

Voici, d'après M. Lowe, les formules qui donnent les charges de rupture pour les colonnes pleines en fer et en fonte :

Colonnes en fonte. . . . $N = \dfrac{N'}{1{,}45 + 0{,}00337\left(\dfrac{l}{d}\right)^2}$

Colonnes en fer. . . . . $N = \dfrac{N'}{1{,}55 + 0{,}0005\left(\dfrac{l}{d}\right)^2}$

Dans les formules N est la charge réelle de rupture, N′ la charge de rupture correspondant à la section de la colonne s'il y avait compression simple, quantité que nous avons fixée plus haut, (l) la hauteur de la colonne, et (d) son diamètre.

Ces formules ne sont applicables qu'autant que la hauteur est au moins égale à 20 fois le diamètre.

Elles montrent que, si les colonnes en fonte sont plus résistantes que celles en fer dans les cas ordinaires, elles le sont moins au contraire lorsque la hauteur devient très-grande par rapport au diamètre; la colonne en fer est alors plus résistante.

Le phénomène que nous venons de constater pour les colonnes en fonte et pour les colonnes en fer est vrai aussi pour les colonnes ou poteaux en bois.

Ainsi Rondelet a reconnu :

1° Que la résistance ne diminue pas sensiblement pour un prisme dont la hauteur ne dépasse pas sept à huit fois la largeur de la base ;

2° Qu'une pièce de bois peut céder en pliant dès que sa hauteur est égale à 10 fois le côté de sa base ;

3° Que, dès que la hauteur est égale à 16 fois le côté de la base, la rupture ne se fait plus que par flexion.

Le même auteur a résumé ses expériences par le tableau suivant :

Pour une pièce dont	la hauteur est égale	au côté	de la base,	la résistance est. . .	1
—	—	12 fois le	—	—	$\frac{5}{6}$
—	—	24 —	—	—	$\frac{1}{2}$
—	—	36 —	—	—	$\frac{1}{3}$
—	—	48 —	—	—	$\frac{1}{6}$
—	—	60 —	—	—	$\frac{1}{12}$
—	—	72 —	—	—	$\frac{1}{24}$

Si l'on a, par exemple, un excellent chêne, ne s'écrasant que sous une charge de 500 kilogrammes par centimètre carré et qu'on adopte pour coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on pourra faire porter à un cube de ce bois de chêne 50 kilogrammes par centimètre carré.

Si la hauteur est	12	fois le côté de base,	on ne pourra plus faire porter que	41^k	par c. q.
—	24	—	—	25	—
—	86		—	17	—
—	48	—	—	8	—
—	60	—	—	4	—
—	72	—	—	2	—

En général, il conviendra de partir, pour le bois de chêne ordinaire, d'une résistance à la rupture égale seulement à 400 kilogrammes par centimètre carré; mais s'il s'agit de travaux provisoires, on pourra bien augmenter les coefficients de sécurité et prendre par exemple $\frac{1}{7}$ au lieu de $\frac{1}{10}$.

Il serait facile de traduire en formule ou en courbe le tableau que nous venons de donner; mais, tel qu'il est, il se présente sous une forme très-simple et suffit bien pour le calcul.

Si nous en revenons aux formules de M. Lowe pour les colonnes en fonte ou en fer, et si nous voulons avoir la charge P qu'on peut leur imposer sans danger, elle résultera des formules :

(1) $$P = \frac{P'}{1,45 + 0,00337 \left(\frac{l}{d}\right)^2}$$ pour les colonnes en fonte.

(2) $$P = \frac{P'}{1,55 + 0,0005 \left(\frac{l}{d}\right)^2}$$ pour les colonnes en fer.

Le nombre P′ est la charge que l'on pourrait faire supporter sans danger à un prisme de faible hauteur ayant même section que la colonne, c'est-à-dire que P′ est le produit de la section horizontale du métal par sa résistance à la rupture et par le coefficient de sécurité.

Colonnes creuses. — D'après Hodgkinson, la résistance d'une colonne creuse s'obtient très-facilement : elle est égale à la différence entre la résistance de la colonne supposée pleine et la résistance d'une colonne hypothétique qui aurait même diamètre que le vide intérieur.

La charge que l'on peut imposer sans danger à une colonne creuse s'obtiendra donc en prenant la différence de deux formules (1), dans lesquelles on aura choisi respectivement pour valeur de (*d*) d'abord le diamètre extérieur, puis le diamètre intérieur de la colonne.

La formule nous apprend que pour une résistance égale, la section de la colonne creuse est moindre que la section de la colonne pleine; il y a donc économie de matière à adopter la colonne creuse. Cela se conçoit, si l'on remarque que la flexion est beaucoup moins facile avec une colonne creuse qu'avec une colonne pleine, la matière résistante se trouvant plus éloignée de l'axe vertical de la pièce.

La colonne creuse en fonte possède cet autre avantage que le métal a moins d'épaisseur, qu'il se refroidit d'une manière uniforme, qu'il se trempe au contact de l'air, et que les disjonctions moléculaires intérieures sont bien moins à craindre.

Applications des formules. — 1° Soit à calculer la charge qu'on peut imposer sans danger à un poteau en bois de chêne de 10 mètres de hauteur et de 0m,30 d'équarrissage.

La hauteur est égale à 33 fois le côté de la base, donc il ne faut guère compter que le tiers de la résistance d'un cube de 0m,30 de côté.

C'est-à-dire que, si l'on peut charger un pareil cube de 45 kilogrammes, par exemple, par centimètre carré, on ne devra admettre pour le poteau que 15 kilogrammes, soit un poids total de :

$$30 \times 30 \times 15 = 13500 \text{ kilogrammes,}$$

et encore faudra-t-il avoir soin de placer le poteau exactement dans la verticale, et de l'encastrer autant que possible aux deux extrémités.

Inversement, on veut calculer la section d'un poteau en bois de 10 mètres de hauteur qui sera chargé de 13,500 kilogrammes.

On opérera alors par approximations successives, en se donnant des sections

croissantes du poteau et calculant les charges correspondantes : deux des résultats comprendront entre eux le poids donné 13500 kilogrammes, et par suit l'équarrissage sera connu.

2° Calculer le poids que pourra porter une colonne en fonte de 0^m;04 de diamètre et de 5 mètres de hauteur.

La section de cette colonne est de 1256 millimètres carrés; si elle était de faible hauteur, on pourrait réglementairement la charger de cinq fois 1,256 kilogrammes, ou de 6280 kilogrammes; cette charge représente le nombre P′ de la formule (1). Cette formule nous donne donc :

$$P = \frac{6280}{1,45+0,00337\left(\frac{l}{d}\right)^2} = \frac{6280}{1,45+0,00337\left(\frac{500}{4}\right)^2} = \frac{6280}{1,45+52,65} = 116 \text{ kilog.}$$

Supposez, au contraire, que l'on prenne une colonne creuse de 0^m,10 de diamètre moyen. La section annulaire aurait pour développement de sa circonférence médiane 314 millimètres, et l'épaisseur de l'anneau serait à peu près :

$$\frac{1256}{314} = 4 \text{ millimètres.}$$

c'est-à-dire que le diamètre extérieur atteindrait 104 millimètres, et le diamètre intérieur 96 millimètres.

La section de la colonne supposée pleine serait de 8,804 millimètres carrés et pourrait être chargée de 44020 kilogrammes.

La section de la colonne qui tiendrait la place du vide serait de 7234 millimètres carrés et pourrait porter 36170 kilogrammes.

Pour la première, le rapport $\frac{l}{d}$ est de 49 et pour la seconde de 52. La charge P dont on pourra réglementairement charger la colonne creuse, résultera donc de la formule

$$P = \frac{44020}{1,45+0,00337.\overline{49}^2} - \frac{36170}{1,45+0,00337.\overline{52}^2} = 4616 - 3425$$

$$P = 1191 \text{ kilogrammes.}$$

On voit par ce calcul tout l'avantage de la colonne creuse sur la colonne pleine; mais il faut dire que dans l'exemple choisi on ne pourrait atteindre pour la colonne creuse le diamètre que nous avons choisi, parce que l'épaisseur de quatre millimètres est trop faible pour de grandes pièces de fonte, et ne permettrait pas d'obtenir quelque chose d'homogène.

Le problème inverse qui consisterait à déterminer le diamètre d'une colonne, dont on connaît la hauteur et la charge P se résoudrait par la formule (1), en remarquant que la quantité P′ est égale à la section cherchée $\frac{\pi d^2}{4}$, exprimée en millimètres carrés et multipliée par 5. La formule se transforme alors en une équation bicarrée en d, équation qu'on pourra résoudre.

Mais il sera toujours plus simple de procéder par tâtonnement, et de chercher dans les divers modèles de colonnes pleines ou creuses dont on dispose celui qui convient pour la charge à supporter.

Les formules nous apprennent que, à égalité de section, en adoptant le coefficient de sécurité $\frac{1}{6}$ pour la fonte aussi bien que pour le fer, et en admettant

qu'un cube de fonte ne s'écrase que sous un poids de 75 kilogrammes par millimètre carré, tandis qu'un cube de fer s'écrase sous un poids de 36 kilogrammes :

1° Pour les colonnes pleines, la fonte est plus résistante que le fer, tant que le rapport de la hauteur au diamètre est inférieur à 28 ;

2° Pour les colonnes creuses, la fonte est plus résistante que le fer, tant que le rapport de la hauteur au diamètre est inférieur à 33.

Remarquez bien que, dans l'hypothèse précédente, on admet que l'on peut charger la fonte de $12^{kil},5$ par millimètre carré; dans nos calculs de plus haut, nous n'avons admis que 5 kilogrammes par millimètre carré, parce que c'est la limite imposée par le Ministère pour les travaux de pont.

Mais un pont est soumis à des chocs et à des vibrations funestes pour la résistance de la fonte, et la précaution s'explique.

Au contraire, lorsque les supports en fonte sont surmontés d'une charge immobile, lorsqu'en outre on est bien certain de la bonne qualité du métal, on peut élever la charge limite et atteindre $12^{kil},5$ par millimètre carré.

Compression perpendiculaire aux fibres du bois. — Dans les charpentes, il arrive souvent qu'on exerce une pression perpendiculaire aux fibres du bois ; ainsi, dans un cintre, les poteaux verticaux viennent comprimer de cette façon les semelles qui les supportent.

La pénétration du poteau dans la semelle se produit alors sous une charge bien inférieure à celle qui produit l'écrasement d'une pièce debout.

Ainsi, suivant Gauthey, les fibres s'affaissent lorsque la pression atteint 160 kilogrammes par centimètre carré, pour une pièce en bois de chêne de bonne qualité, qui n'a pas séjourné dans l'eau.

D'après Tredgold, la limite serait moindre et n'atteindrait, même avec du bois de bonne qualité non mouillé, que 108 kilogrammes par centimètre carré pour le chêne et 78 kilogrammes pour le sapin.

Si le sapin a passé quelque temps dans l'eau, il s'affaisse même sous une pression bien moindre; c'est un fait bon à noter pour la construction des cintres.

Dans les ponts en charpente, il faut aussi compte tenir de cette particularité, d'autant plus que les vibrations et ébranlements perpétuels des assemblages mâchent les fibres et en facilitent le refoulement.

Résistance au cisaillement ou à la rupture transversale. — Il est facile de déterminer expérimentalement cette résistance au cisaillement : il suffit d'encastrer solidement une tige de section connue, et de chercher à la rompre au moyen d'un effort transversal exercé le plus près possible de l'encastrement. La rupture se produit dans une section transversale, et, divisant la charge par cette section, on obtient la résistance à la rupture par unité de surface. Si le corps est fibreux, toutes les fibres se trouvent coupées transversalement.

On reconnaît que la charge de rupture est proportionnelle à la section pour les métaux, qui sont les substances les plus intéressantes au point de vue pratique ; l'expérience montre, en outre, que la résistance à la rupture par cisaillement est sensiblement proportionnelle à la résistance à la rupture par extension, et que la première est à peu près les $\frac{4}{5}$ de la seconde.

Cependant, on admet, d'ordinaire, que les deux résistances sont égales et l'on adopte le même coefficient de sécurité $\frac{1}{6}$, et par suite la même charge maxima dans les calculs. C'est ce que l'on fait notamment pour les rivets et les boulons.

Réglementairement, l'effort de cisaillement ou *effort tranchant* exercé sur le fer ou la tôle ne devra pas dépasser 6 kilogrammes par millimètre carré ; pour la fonte, eu égard au défaut d'homogénéité et à l'influence des vibrations, il ne faudra pas dépasser 1 kilogramme par millimètre carré.

Presque toujours, l'effet de cisaillement est bien inférieur aux effets d'extension et de compression supportés par la même pièce, et, si la pièce est assez forte pour résister à ceux-ci, à plus forte raison résistera-t-elle à celui-là. Cependant, il est bon de ne pas perdre de vue l'effet de cisaillement, qui peut devenir considérable notamment dans les formes d'égale résistance, et il faut vérifier toujours si les conditions de résistance à l'effort tranchant sont satisfaites.

Résistances au glissement transversal et longitudinal dans les corps fibreux. — Dans les corps grenus ou cristallisés, homogènes dans toutes les directions, il suffit de considérer la résistance transversale au cisaillement.

Mais, dans les corps fibreux, il faut distinguer, outre les résistances à l'extension et à la compression :

1° la résistance au cisaillement, qui intervient lorsque l'on tend à couper les fibres transversalement ;

2° La résistance au glissement transversal des fibres les unes sur les autres ;

3° La résistance au glissement longitudinal des fibres les unes sur les autres.

C'est surtout dans la torsion que le glissement transversal des fibres les unes sur les autres est mis en jeu. Quant au glissement longitudinal, il n'est guère étudié et offre, du reste, peu d'intérêt. Dans la pratique, on n'a pas, en général, à considérer de pareils effets.

Tredgold et autres ont cherché quelle pouvait être la résistance du bois, lorsqu'il est tiré perpendiculairement à ses fibres.

D'après Tregold, sous une pareille traction, le chêne se déchirerait par une charge de 160 kilogrammes au centimètre carré, et le peuplier par une charge de 125 kilogrammes.

D'après le général Morin, des vis à bois ayant les dimensions suivantes : $0^{m},05$ de longueur, $0^{m},0056$ de diamètre total, $0^{m},0028$ de diamètre du noyau central, enfoncés dans des planches de $0^{m},027$ d'épaisseur, ne doivent être chargées avec sécurité que de 70 kilogrammes dans le frêne et le chêne sec et de 35 kilogrammes dans le sapin sec. Le coefficient de sécurité adopté étant de $\frac{1}{5}$, cela veut dire que de pareilles vis seraient arrachées en déchirant les fibres du bois, si on leur suspendait une charge égale à cinq fois les poids précités.

DE LA FLEXION DES PIÈCES DROITES.

Résistance d'une pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre extrémité. — Les pièces droites peuvent fléchir de bien des manières : la plus intéressante et celle dont nous rencontrerons le plus fréquemment l'application dans le calcul est la flexion d'une pièce prismatique encastrée à un bout et libre à l'autre bout.

On dit qu'il y a encastrement, lorsqu'une pièce est maintenue absolument immobile sur une certaine partie de sa longueur *abmn*. L'encastrement s'obtient

soit en scellant la pièce dans une muraille, soit en l'engageant entre deux mâchoires inébranlables.

L'encastrement a pour effet d'empêcher la flexion dans la partie encastrée : ainsi, dans la figure, la section *ab* reste verticale, quelle que soit la force appliquée à l'autre extrémité de la tige et quelle que soit la flexion que cette tige subisse.

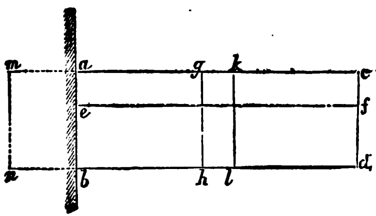


Fig. 1.

Nous allons donc étudier la résistance d'une pièce prismatique *abcd* encastrée à son extrémité *ab*, et libre à l'extrémité *cd* qui supporte un poids P.

Sous l'influence de ce poids, la tige, se courbe, et, pour nous rendre compte de ce qui se passe, nous ferons plusieurs hypothèses.

Nous considérerons la tige prismatique comme formée d'un faisceau de fibres soudées entre elles, et parallèles aux arêtes du contour extérieur telles que *ac* et *bd*. On appelle fibre axiale celle qui contient les centres de gravité des sections transversales.

Après la courbure, nous admettrons que toutes les fibres se sont également courbées, et que tous leurs points sont restés à la même distance de l'arête extérieure *ac*.

Nous admettrons encore : 1° que tous les points, qui se trouvaient primitivement dans la section transversale *gh*, se trouvent encore après la flexion dans une même section plane g_1h_1, normale à l'arête supérieur *ac*; 2° que les sections conservent leur forme et leurs dimensions primitives; 3° que la flexion est assez faible pour que nous puissions appliquer les lois simples relatives à l'extension et à la compression (cela suppose que la limite d'élasticité n'est nulle part dépassée).

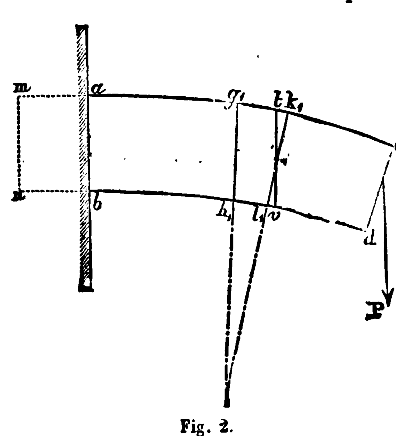


Fig. 2.

Grâce à ces hypothèses, qui, évidemment, ne sont pas l'exacte expression de la vérité, l'étude de la flexion, d'apparence si compliquée, va devenir relativement facile.

Il est vrai qu'on ne pourra accorder aux résultats du calcul une confiance absolue : cependant l'expérience a prouvé que les hypothèses précédentes se trouvaient à peu près d'accord avec ce qui se passe dans la pratique. On peut donc les adopter avec certitude, du moment qu'il s'agit de constructions usuelles et de systèmes connus.

Le problème de la flexion se divise en deux parties distinctes : 1° Déterminer l'extension ou la compression qui règne en un point donné d'une fibre déterminée; 2° trouver après la flexion la forme de chacune des fibres.

Cette seconde partie du problème est la plus compliquée, et, à la rigueur, on peut s'en passer dans la pratique; elle nous entraînerait trop loin et nous la laisserons de côté pour le moment, nous réservant de la traiter plus loin.

Nous ne nous occuperons donc pas de la déformation, et nous cher-

cherons seulement les pressions qui règnent dans les sections transversales;

Les deux sections transversales voisines, gh et kl, primitivement parallèles, ne le sont plus après la flexion, puisque toutes deux, g_1h_1 et k_1l_1, sont normales à la fibre supérieure (ac) ; elles vont se couper suivant une droite projetée en O.

D'après cela, il est clair que l'intervalle kg a augmenté, tandis que hl a diminué : il y a donc eu extension des fibres à la partie supérieure, contraction à la partie inférieure. L'extension est maxima pour la fibre supérieure (ac) et va en diminuant à mesure que l'on descend; de même, la compression est maxima pour la fibre inférieure bd et va en diminuant à mesure qu'on s'élève. Les efforts les plus grands s'exercent donc sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure.

Puisque l'une est étirée et l'autre comprimée, il doit y avoir dans la partie centrale un élément de fibre pour laquelle on passe de l'extension à la compression, et qui lui n'est soumis à aucun effort : l'ensemble de ces éléments constitue ce qu'on appelle la fibre ou mieux l'axe neutre.

Revenons à nos deux sections voisines, gh et kl, qui, après la flexion, sont en g_1h_1 et k_1l_1 : la section k_1l_1 rencontre l'axe neutre en s; par le point s menons une parallèle tv à g_1h_1. Le triangle tsk_1, correspondra à l'allongement des fibres situées au-dessus de l'axe neutre et parallèles à la base tk_1 du triangle; le triangle vsl_1 correspondra au contraire au raccourcissement des fibres situées au-dessous de l'axe neutre et parallèles à la base vl_1 du triangle.

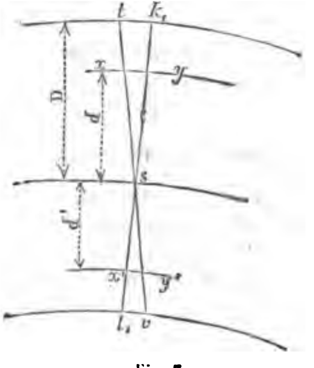


Fig. 3

Considérons une fibre xy située à une distance (d) de l'axe neutre, et appelons x sa tension, elle est proportionnelle à l'allongement xy de cette fibre. La tension maxima existe sur la fibre extrême tk_1, appelons R la valeur que cette tension ne doit pas dépasser, valeur qui dépend du coefficient de sécurité que l'on adopte, et supposons que la tension en tk soit précisément égale à R.

Vu la proportionnalité des allongements aux pressions, on aura :

$$\frac{x}{R} = \frac{xy}{tk_1} = \frac{d}{D}, \qquad x = \frac{R}{D} d.$$

Telle est la valeur de la tension à la distance d de l'axe neutre; appliquée à un élément $d\omega$ de section transversale, cette tension sera $\frac{Rd}{D} d\omega$, et son moment par rapport à la perpendiculaire en S au plan de la figure sera

$$R \frac{d^2}{D} \cdot d\omega.$$

Au lieu d'une fibre tendue, si nous avons une fibre comprimée, elle sera comprise dans le triangle l_1sv; admettons que la résistance à l'extension est la même que la résistance à la compression, ce qui s'écarte peu de la vérité pour le fer, le triangle $sx'y'$ étant semblable au triangle stk_1, nous trouverons encore

$$\frac{x'}{R} = \frac{x'y'}{tk_1} = \frac{d'}{D},$$

et le moment de la compression x' par rapport à la normale en s au plan de la figure sera donné par

$$R \frac{d'^2}{D} \cdot d\omega.$$

1° Toutes les forces moléculaires agissant dans la section doivent se réduire à un couple équivalent au moment d'élasticité de la pièce. La somme algébrique de toutes ces forces parallèles doit donc être nulle, ce qui conduit à la relation

$$\Sigma \frac{R.d}{D} \cdot d\omega = 0 \quad \text{ou} \quad \Sigma (d.d\omega) = 0.$$

Cette relation indique simplement que le centre de gravité de la section est au point s, c'est-à-dire sur l'axe neutre. Ainsi l'axe neutre est le lieu des centres de gravité des sections transversales de la pièce droite.

2° La somme des moments des forces moléculaires qui agissent dans la section *lk* sera

$$\frac{R}{D} \Sigma d^2 . d\omega.$$

La quantité $\Sigma d^2 d\omega$ n'est autre que le moment d'inertie de la section transversale du prisme par rapport à l'axe S contenu dans son plan.

D'ordinaire, on désigne par I ce moment d'inertie.

Le moment de résistance de la pièce dans la section *kl* est donc égal à $\frac{RI}{D}$; cette section doit résister aux forces extérieures qui agisent entre elle et l'extrémité libre de la pièce. Son moment de résistance doit donc être égal au moment des forces extérieures, pris par rapport au même axe.

Dans le cas qui nous occupe, si nous négligeons le poids de la pièce elle-même, les forces extérieures se réduisent au poids P, appliqué à l'extrémité libre *cd*, et leur moment est égal au produit de P par la distance (l) qui sépare la section *kl* de l'extrémité libre.

L'équation d'équilibre se réduira donc à

$$\frac{R.I}{D} = P.l$$

Par cette équation nous pourrons : 1° connaissant la forme et les dimensions de la pièce prismatique, déterminer le poids P qu'il est permis de lui faire supporter à son extrémité libre ; 2° ou bien, connaissant le poids P qu'il s'agit de supporter, déterminer le moment d'inertie I de la section transversale de la pièce ; le problème est alors indéterminé, car il est évident qu'il existe une infinité de sections possédant le même moment d'inertie.

Des solides d'égale résistance. — Dans les pièces à section transversale symétrique (rectangulaire, circulaire, ou en double T), l'axe neutre se confond avec la fibre axiale : la plus grande distance D, qui sépare une fibre de l'axe neutre, est alors égale à la moitié $\frac{h}{2}$ de la hauteur de la pièce, et l'équation d'équilibre, que nous venons d'écrire plus haut, devient

$$\frac{RI}{\left(\frac{h}{2}\right)} = P.l., \quad \text{d'où} \quad R = \frac{P.h.l}{2I}.$$

La valeur de R déterminée par cette formule pour chaque section transversale donne l'effort maximum qui s'exerce dans cette section.

Si la section transversale est constante, on voit que la tension maxima R variera proportionnellement à l ; elle sera nulle à l'extrémité libre de la pièce et maxima près de l'encastrement.

La section devra évidemment être telle qu'elle puisse résister à l'effort maximum près de l'encastrement, mais alors elle sera beaucoup trop forte sur le reste de la longueur, et le travail du métal sera fort mal utilisé.

C'est cette remarque qui a donné l'idée de recourir aux formes qu'on appelle solides d'égale résistance, et qui sont telles que l'effort maximum R est constant dans toutes les sections transversales.

1° Prenons comme premier exemple une pièce encastrée en (ab) et à section transversale rectangulaire de largeur constante mais de hauteur variable, et proposons-nous de déterminer la courbe (bde) de telle sorte que la tension maxima R soit la même dans toutes les sections.

La section transversale faite par le plan (cd), est un rectangle ($mnpq$), dont la largeur (a) est la largeur constante de la pièce et dont la hauteur est y ; cette

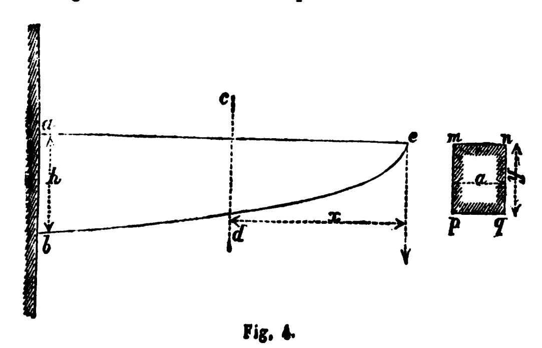


Fig. 4.

section est à une distance x de l'extrémité de la poutre, et cette distance est le bras de levier de la force extérieure P qui sollicite la pièce.

L'effort maximum R dans cette section (cd) est donné par l'équation

$$R = \frac{P.y.x}{2I}.$$

I moment d'inertie d'un rectangle par rapport à son axe est égal à $\frac{1}{12}ay^3$.

La valeur de R devient alors

$$\frac{6Px}{ay^2} = R.$$

Cette valeur de R doit être constante, quelle que soit la section ; on a donc entre les deux variables x et y la relation

$$(1) \qquad R.a.y^2 = 6P.x.$$

Mais, les quantités x et y sont les coordonnées du point d par rapport aux axes rectangulaires (ea) et (eP). L'équation (1) représente donc la courbe inférieure du solide ; c'est une parabole du second degré qui a pour axe l'horizontale (ea).

2° Nous pouvons réaliser le solide d'égale résistance d'une autre manière encore, en adoptant pour la poutre une hauteur constante h au lieu de y et une

largeur variable y au lieu de (a) : l'équation (1) se modifie comme il suit

$$Ry.h^2 = 6Px,$$

ce qui signifie que le rapport $\frac{y}{x}$ est constant, c'est-à-dire qu'en plan, la pièce de

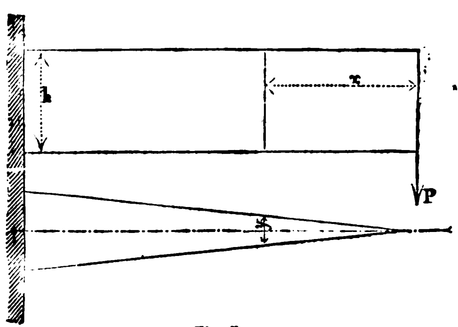


Fig. 5.

hauteur constante est effilée en triangle isocèle dont la base est à l'encastrement et la pointe à l'extrémité de la poutre.

3° Enfin, nous pouvons encore chercher une autre forme de solide d'égale résistance, en nous imposant la condition que toutes les sections rectangulaires

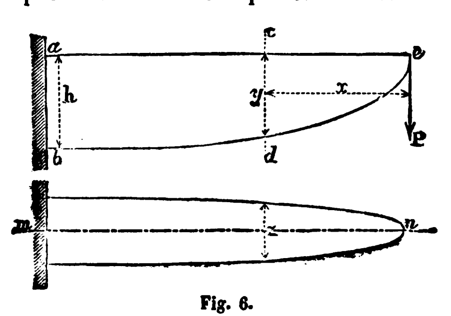


Fig. 6.

transversales soient semblables, c'est-à-dire que le rapport de leurs deux dimensions soit constant.

A l'équation :

$$(1) \qquad Rzy^2 = 6Px,$$

il faut joindre la relation de similitude

$$(2) \qquad \frac{y}{z} = k.$$

Éliminant y entre les équations (1) et (2), nous trouvons :

$$(3) \qquad R.k.z^3 = 6Px.$$

C'est le profil de la pièce en plan : ce profil est une parabole du 3e degré ayant pour axe le milieu (mn) de la pièce.

Éliminant z entre les équations (1) et (2), nous trouvons :

$$(4) \qquad R y^3 = 6.P.k.x,$$

c'est le profil vertical (*bde*) de la pièce, autre parabole du 3ᵉ degré.

Le plus souvent, on remplacera ces profils courbes par des profils rectilignes, s'en approchant le plus possible en les enveloppant.

4° Enfin, proposons-nous de déterminer la forme d'égale résistance dans le cas

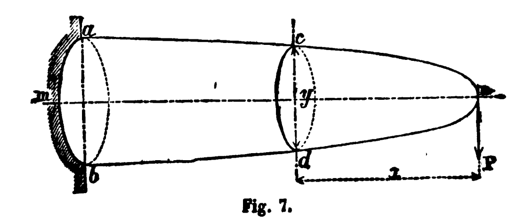


Fig. 7.

où on voudrait que la pièce fût un solide de révolution autour de l'horizontale (*mn*).

Nous avons vu que dans la section (*cd*), l'effort maximum était donné par l'équation

$$(1) \qquad R = \frac{P.y.x}{2I}$$

I est le moment d'inertie du cercle de section transversale par rapport à son diamètre horizontal, y étant le diamètre de ce cercle, son moment d'inertie

$$I = \frac{\pi}{64} y^4,$$

et l'équation (1) devient

$$(2) \qquad R = \frac{32.P.x}{\pi.y^3}.$$

Si l'on veut que R soit constant dans toutes les sections, on aura pour déterminer le profil méridien de la pièce, l'équation

$$\pi.R.y^3 = 32.P.x,$$

qui représente une parabole de troisième degré *acndb*, facile à construire par points.

Dans la pratique, on substituera à cette parabole deux lignes droites concourantes, et la surface de révolution deviendra un simple tronc de cône droit.

Nous nous sommes étendu assez longuement sur ces formes d'égale résistance parce qu'elles ont une grande importance dans les machines ; bien des constructeurs les imaginent de sentiment ; la théorie précédente les détermine d'une manière suffisamment exacte.

Résistance d'une pièce droite reposant sur deux appuis dans le cas d'une charge unique. — Nous venons d'étudier la résistance d'une pièce encastrée à un bout et libre à l'autre bout, à laquelle est appliquée une force unique P.

Reprenons la même étude pour une pièce horizontale de forme symétrique, reposant sur deux appuis, et soumise à une charge unique P appliquée en un point quelconque de la portée.

On admet que l'axe neutre coïncide avec la fibre axiale de la pièce et que la

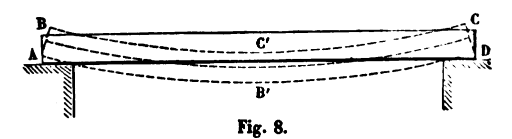


Fig. 8.

déformation se produit comme le montre la figure (8), la moitié supérieure de la pièce étant tout entière comprimée et la moitié inférieure tout entière soumise à l'extension

Soit donc une pièce horizontale prismatique de longueur l et de hauteur h

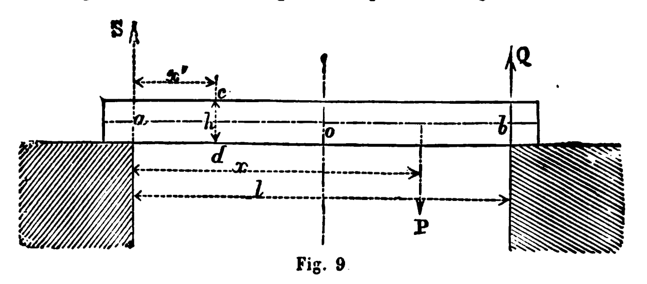


Fig. 9

soumise à l'effort vertical P, qui agit à une distance x de l'extrémité (a).

L'effort P transmet aux appuis (a) et (b) des pressions égales respectivement à

$$P\frac{l-x}{l} \quad \text{et} \quad P.\frac{x}{l};$$

réciproquement les appuis rendent à la pièce des réactions S et Q égales en valeur absolue et directement opposées aux pressions précédentes, de sorte que l'on peut considérer la pièce comme libre dans l'espace et débarrassée de ses appuis, pourvu qu'on lui applique en (a) et (b) les réactions S et Q.

Ceci posé, cherchons la tension maxima R qui s'exerce dans une section telle que (cd) : cette tension s'exerce sur la fibre extrême, c'est-à-dire à une distance $\frac{h}{2}$ de l'axe neutre. Donc le moment de la résistance de la section est égal, d'après ce que nous avons vu plus haut, à

$$\frac{RI}{\left(\frac{h}{2}\right)}=\frac{2R.I}{h};$$

ce moment de résistance doit faire équilible à toutes les forces extérieures qui sollicitent la pièce entre la section (cd) et l'extrémité de droite (b).

En faisant abstraction du poids de la pièce, ces forces se réduisent au poids P, dont le moment par rapport à l'axe horizontal de la section (cd) est $P(x-x')$ et à la réaction Q ou $P.\frac{x}{l}$ dont le moment est $P.\frac{x}{l}(l-x')$; ce dernier moment est de sens contraire au précédent.

L'équation d'équilibre s'écrira donc :

$$\frac{2R.I}{h} = P(x - x') - P\frac{x}{l}(l - x').$$

On voit que la tension maxima est proportionnelle à P et varie suivant la position de ce poids P ainsi que de la section (*cd*).

Supposons d'abord la section (*cd*) fixe, et faisons varier le poids P ; tant qu'il est à gauche de la section (*cd*), il n'entre point par lui-même dans l'équation d'équilibre, il n'y a que le moment de la réaction Q qui fasse équilibre au moment résistant, et l'on a :

$$(1) \qquad \frac{2R.I}{h} = -P\frac{x}{l}(l - x')$$

quand le poids P passe à droite de la section (*cd*), entre cette section et l'extrémité (*b*). L'équation d'équilibre est celle que nous avons écrite plus haut :

$$(2) \qquad \frac{2RI}{h} = P(x - x') - \frac{Px}{l}(l - x').$$

Lorsque le poids P est à l'aplomb de (*a*), x est nul, la tension en (*cd*) est nulle aussi : tout l'effort agit sur l'appui. Le poids P variant de (*a*) à (*cd*) c'est l'équation (1) qui s'applique, x croît de o à x', et la tension maxima R dans la section (*cd*) va sans cesse croissant. Le poids P variant de (*cd*) à (*b*), c'est-à-dire x de x' à l, le second membre de l'équation (2) varie de $-P\frac{x'}{l}(l - x')$ à 0 ; sa dérivée par rapport à x est $P\frac{x'}{l}$, toujours positive, donc la fonction va sans cesse en croissant, et comme elle est toujours négative, cela signifie qu'elle diminue en valeur absolue. C'est la valeur absolue du moment qui nous intéresse seule : un moment positif correspond au poids P placé à la droite de la section (*cd*) et un moment négatif correspond à la réaction Q.

De tout cela résulte que le moment des forces extérieures, et par suite la tension maxima R dans une section donnée, prennent leur plus grande valeur absolue lorsque la charge P passe précisément à l'aplomb de la section considérée.

Le moment maximum est égal à $-P\frac{x'}{l}(l - x')$ et la tension maxima R est fournie par l'équation :

$$(3) \qquad \frac{2RI}{h} = -\frac{Px'}{l}(l - x'),$$

laquelle équation permet : 1° connaissant la section, de déterminer R ; 2° connaissant la limite R et la hauteur h de la pièce, de déterminer son moment d'inertie I.

Cherchons maintenant dans quelle section un poids P, qui parcourt la pièce (*ab*) produira l'effort le plus grand de tous. Pour chaque section, en particulier, l'effort maximum résulte de l'équation (3) ; pour trouver le plus grand de ces maximums, il faut chercher le maximum du second membre de l'équation (3) dans lequel on suppose x' variable.

Ce maximum, en valeur absolue, est le même que celui du produit $x'(l - x')$.

La somme des deux facteurs de ce produit étant constante et égale à l, le maximum du produit a lieu lorsque les deux facteurs sont égaux, ce qui donne

$$x' = \frac{l}{2}, \quad \text{et} \quad \frac{2RI}{h} = -\frac{P}{l}\frac{l}{2}\frac{l}{2} = -\frac{Pl}{4}.$$

Ainsi, le poids P produit la plus grande tension lorsqu'il se trouve à l'aplomb au milieu de la poutre, et cette plus grande tension existe précisément dans la section médiane.

Veut-on dans ce cas donner à la pièce la forme d'un solide d'égale résistance,

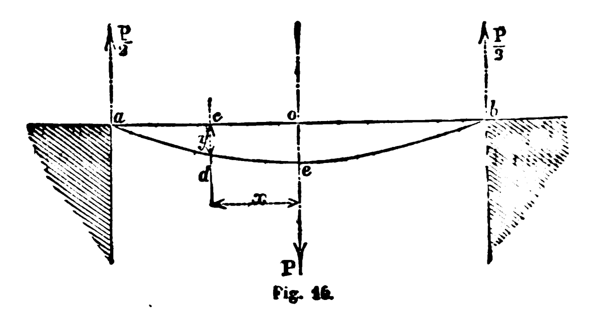


Fig. 16.

la face supérieure restant horizontale, et la section de forme régulière avec largeur constante (a) et hauteur variable y au lieu de (h).

Pour une section (cd), située à une distance x de la verticale OP, l'équation d'équilibre est :

$$\frac{2RI}{y} = Px - \frac{P}{2}\left(\frac{l}{2} + x\right) = \frac{Px}{2} - \frac{Pl}{4} = P\left(\frac{x}{2} - \frac{l}{4}\right)$$

Le moment d'inertie $I = \frac{1}{12}ay^3$, l'équation devient donc :

$$\frac{R.a.y^2}{6} = P\left(\frac{x}{2} - \frac{l}{4}\right);$$

le profil inférieur de la pièce est donc une parabole du second degré (aeb).

On pourrait chercher d'autres formes d'égale résistance comme nous l'avons fait pour une pièce encastrée : nous engageons le lecteur à traiter la question comme exercice.

RÉSISTANCE D'UNE PIÈCE PRISMATIQUE ENCASTRÉE A CHAQUE EXTRÉMITÉ.

Nous avons déjà défini l'encastrement en traitant de la résistance d'une pièce encastrée à un bout et libre à l'autre bout. Il s'agit maintenant d'une pièce prismatique ($abcd$), portant sur deux appuis A et B et encastrée à l'aplomb de ces appuis. L'encastrement signifie que les abouts des pièces, qui reposent sur les appuis, ne fléchissent aucunement ; les sections ab, cd restent donc immobiles et verticales.

La partie centrale de la poutre fléchit comme le montrent les lignes pointillées ; au milieu de la poutre, il y a donc compression des fibres en (c) et extension en

g; au contraire, en approchant des appuis, vers ab et cd, il y a extension des fibres supérieures et compression des fibres inférieures.

Ainsi, lorsqu'on suit une fibre, telle que $bb'e$, on trouve d'abord une tension en b, cette tension va en diminuant et se change en compression, la compression

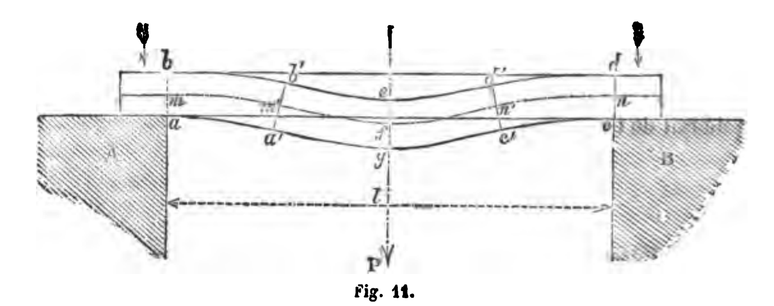


Fig. 11.

est maxima en (e); il y a un élément de la fibre où l'on passe de l'extension à la compression, cet élément b' n'est donc soumis à aucun effort. A ce point de passage correspond un changement dans la courbure des fibres; de b en b', l'extension entraîne la forme convexe, et de (b') en (e) la compression entraîne la forme concave. Pour la fibre inférieure $aa'g$, l'effet inverse se produit.

L'axe neutre, que nous admettons toujours être en coïncidence avec la fibre axiale, est donc une courbe $mm'f$ qui présente un point d'inflexion en m'.

Dans les sections $(a'b')$ et $(c'd')$, il ne s'exerce aucun effort de tension ou de compression. Ceci nous amène à supposer que la poutre est sciée suivant ces sections neutres, et divisée en trois parties :

1° La partie médiane $a'b'c'd'$, qui résiste comme une poutre simple posée sur deux appuis.

2° Les deux parties latérales $a'b'ab$, $c'd'cd$, qui résistent comme des poutres encastrées à une extrémité ab et libres à l'autre extrémité cd.

Nous savons calculer la résistance de chacune de ces parties; mais, il faudrait avant tout connaître leurs longueurs respectives, afin de déterminer la position des sections neutres.

Cette détermination ne peut se faire qu'en recourant à la théorie de la déformation que nous avons volontairement laissée de côté.

Voici le résultat qu'elle indique : les sections neutres sont sensiblement situées au quart de la longueur totale de la poutre. On trouve en effet que la distance fm' est comprise entre $\frac{mf}{2}$ et $\frac{mf}{\sqrt{3}}$, ou entre $0,500 . mf$ et $0,577\, mf$.

Nous serons donc assurés d'une approximation bien suffisante dans la pratique, si nous admettons que les sections neutres $a'b'$, cd' sont au quart de la longueur de la pièce à partir de chaque extrémité.

La pièce supportant un poids P placé en son milieu, sa résistance se calculera comme il suit :

1° Pour la partie médiane, $a'b'c'd'$, nous avons à appliquer les résultats relatifs à une poutre reposant sur deux appuis, de longueur $\frac{l}{2}$ et chargée en son milieu d'un poids P;

La plus grande tension R a lieu dans la section centrale (eg) et sa valeur est

fournie par l'équation

$$(1) \qquad \frac{2RI}{h} = -\frac{Pl}{8}.$$

2° Pour les parties extrêmes, telles que $ab\ a'b'$, il faut les considérer comme des pièces encastrées en ab et soumises en $(a'b')$ à un effort égal à $\frac{P}{2}$, la plus grande tension R a lieu dans la section extrême (ab) et a encore pour valeur, celle qu'on déduit de l'équation

$$\frac{2RI}{h} = +\frac{Pl}{8}.$$

La seule différence est que le moment des forces extérieures a changé de signe ; sa valeur absolue est restée la même.

Ce résultat nous apprend qu'une poutre absolument encastrée à chaque extrémité est capable de résister, sans plus de fatigue, à un poids double de celui qu'elle supporte lorsqu'elle est simplement posée sur deux appuis.

C'est un principe général bien facile à retenir.

L'encastrement s'obtient dans la pratique soit en boulonnant les abouts de la pièce sur les supports A et B, soit en surchargeant ces abouts au moyen de poids assez puissants pour empêcher tout mouvement de bascule.

Si l'on se proposait de trouver une forme d'égale résistance pour une poutre encastrée à ses deux extrémités, il n'y aurait qu'à combiner ensemble les formes d'égale résistance calculées pour les pièces encastrées seulement à un bout et pour les pièces reposant simplement sur deux appuis.

Cisaillement. — En combinant les deux formes d'égale résistance, nous obtenons des sections nulles à l'emplacement des sections neutres $a'b'$ et $c'd'$, ce qui est évidemment absurde dans la pratique.

Ce résultat vient de ce que nous avons tenu compte seulement de la résistance à la flexion : en général, c'est elle qui donne les efforts les plus considérables, et, du moment qu'une pièce est assez forte pour résister à la flexion, elle est d'ordinaire beaucoup plus forte qu'il ne faut pour résister au cisaillement.

Cependant, le phénomène du cisaillement ne doit jamais être perdu de vue, notamment dans les pièces d'égale résistance.

Ainsi, une pièce, reposant simplement sur deux appuis et chargée d'un poids P en son milieu, est soumise à ses extrémités à des efforts de cisaillement égaux à $\frac{P}{2}$; il faut donc que la section transversale en cet endroit soit calculée de manière à ne point se couper sous cet effort.

De même, pour la pièce encastrée dont nous nous occupions tout à l'heure, il existe dans les sections neutres $a'b'$ et $c'd'$ des efforts de cisaillement égaux à $\frac{P}{2}$; les sections neutres ne sauraient donc être nulles, et elles doivent être au moins assez fortes pour ne pas se couper sous cet effort de cisaillement.

Résistance des pièces soumises à des charges uniformément réparties sur toute leur longueur. — Nous venons d'étudier la résistance des pièces soumises à une charge unique P, placée de manière à produire la plus grande tension possible. Nous allons reprendre rapidement les calculs en supposant les pièces soumises à des charges uniformément réparties et d'une valeur égale à p

par mètre courant, de sorte que la charge totale d'une pièce de longueur l sera pl, et, si cette pièce repose sur deux appuis, la réaction de chaque appui sera $\frac{pl}{2}$.

1° *Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre.* — Considérons la section cd, située à une distance x de l'extrémité libre, le moment de résistance de cette section est $\frac{2RI}{h}$; pour qu'il y ait équilibre, ce moment doit être égal à la somme des moments des forces extérieures qui agissent entre la section (cd) et l'extrémité libre.

La charge étant de p par mètre courant, sera de px sur la longueur x, et, en composant toutes les forces élémentaires, on peut les considérer comme remplacées par une charge totale px, appliquée à une distance $\frac{x}{2}$ de la section (cd).

Le moment de toutes les forces extérieures est donc simplement : $\frac{px^2}{2}$, et l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{px^2}{2}.$$

La tension maxima R augmente donc avec x, et elle est maxima pour la section d'encastrement (ab), car on a alors :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{pl^2}{2}. \qquad (1)$$

La charge totale portée par la pièce est pl, au lieu de P, et le second membre de l'équation (1) est $pl. \frac{l}{2}$ au lieu de Pl; à charge totale égale, la tension maxima sera donc moitié moindre avec une charge uniformément répartie qu'avec une charge unique appliquée à l'extrémité libre de la pièce.

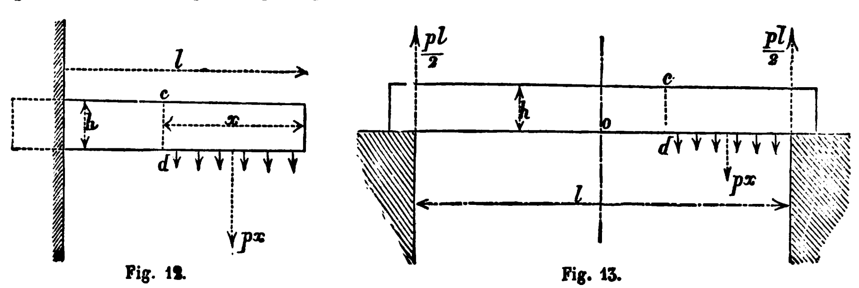


Fig. 12. Fig. 13.

Autrement dit, à tension égale, la pièce peut supporter une charge uniformément répartie double de la charge unique appliquée à son extrémité.

Nous engageons le lecteur à calculer les formes d'égale résistance dans le cas de la charge uniformément répartie, comme nous l'avons fait pour la charge unique.

2° *Pièce reposant simplement sur deux appuis.* — Les réactions des appuis ont $\frac{pl}{2}$: le moment de résistance d'une section (cd) est $\frac{2RI}{h}$.

Si cette section est située à une distance x de l'extrémité de la pièce, le moment des forces extérieures comprendra : 1° le moment de la résultante px des charges élémentaires, ce moment est $p\frac{x^2}{2}$, 2° le moment de la réaction $\frac{pl}{2}$ de l'appui, ce moment est $-\frac{plx}{2}$.

L'équation d'équilibre s'écrira donc :

$$\frac{2RI}{h}=\frac{px^2}{2}-\frac{plx}{2}=\frac{px}{2}(x-l)=-\frac{px}{2}(l-x).$$

Considérant le second membre seulement en valeur absolue, ce qui suffit puisqu'il s'agit d'un moment, nous trouvons que son maximum correspond à celui du produit $x\,(l-x)$; la somme des deux termes de ce produit étant constante, il sera maximum lorsque les deux termes sont égaux, soit pour $x=\frac{l}{2}$, et l'on aura alors :

$$(1) \qquad \frac{2RI}{h}=-\frac{pl^2}{8}=-pl.\frac{l}{8}.$$

La charge totale de la pièce est égale à pl ; admettons que cette charge soit la même que la charge unique P, le second nombre de l'équation (1) est, avec la charge uniforme, $pl\,\frac{l}{8}$, et, avec la charge unique, P $\frac{l}{4}$; sa valeur est donc double dans ce cas.

D'où résulte, qu'une charge unique appliquée au milieu de la pièce donne une tension maxima double de celle qu'on obtient avec la même charge uniformément répartie ;

Autrement dit, à égalité de tension, la pièce peut être chargée deux fois plus lorsqu'on répartit la charge uniformément au lieu de la placer tout entière au milieu.

3° **Pièce encastrée à ses deux extrémités.** — C'est, comme nous l'avons vu, une combinaison de la pièce reposant sur deux appuis et de la pièce encastrée à une extrémité seulement.

Le calcul est analogue à celui que nous avons fait pour la charge unique ; la charge uniforme que peut supporter la poutre encastrée est double de celle que peut supporter la poutre posée simplement sur deux appuis, et l'équation d'équilibre est :

$$\frac{2RI}{h}=-\frac{pl^2}{16},$$

ce qui détermine la tension maxima R, ou bien la charge p par mètre courant lorsque la tension maxima par unité de surface ainsi que les dimensions de la pièce sont déterminées.

Vérification de la stabilité d'une pièce. — On donne une pièce ainsi que les charges auxquelles elle est soumise ; en général, le poids de la pièce n'est pas négligeable, et il faut l'ajouter aux forces extérieures. Ce poids lui-même peut être dans bien des cas suffisant pour amener à lui seul la rupture.

Quoi qu'il en soit, si l'on veut reconnaître la stabilité d'une pièce de section variable, il faut dans chaque section chercher : 1° l'effort tranchant ou effort de cisaillement P ; 2° le moment dû aux forces extérieures X.

Si nous désignons par S la section transversale considérée, et par R l'effort tranchant que la pièce supportera par unité de surface, on aura :

$$(1) \qquad \frac{P}{S} = R.$$

De cette équation, on déduit immédiatement la valeur de R, et l'on voit si cette valeur est inférieure au maximum que l'expérience a indiqué comme ne devant pas être dépassé.

Le fer est la substance que l'on rencontre le plus souvent dans la pratique; ainsi que nous l'avons dit, on ne doit le faire travailler d'aucune manière à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré, soit à 6,000,000 kilogrammes par mètre carré.

Suivant l'unité de surface adoptée, l'équation (1) devra donc fournir pour R une valeur au plus égale à 6 ou 6,000,000.

Nous engageons le lecteur à choisir dans ses calculs pour unité de surface le centimètre carré ou le millimètre carré de préférence au mètre carré : les calculs sont de la sorte notablement simplifiés au point de vue du nombre des chiffres. Lorsqu'il s'agit de métaux, le millimètre carré est encore ce qu'il y a de plus simple. Lorsqu'il s'agit de bois, le millimètre carré ne donne guère que des nombres décimaux, de sorte que, pour mettre tout d'accord et avoir toujours des nombres entiers, il serait peut-être préférable de choisir pour unité le centimètre carré.

La stabilité de chaque section étant vérifiée au point de vue du cisaillement, reste à la vérifier en ce qui touche la flexion.

La section étant symétrique et ayant pour hauteur h, considérant, comme nous l'avons fait jusqu'à présent, que l'axe neutre coïncide avec la fibre axiale, le moment de résistance d'une section dont I est le moment d'inertie est représenté par $\frac{2RI}{h}$; ce moment de résistance doit faire équilibre au moment X des forces extérieures comprises entre la section considérée et l'extrémité de la pièce.

Par suite, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\frac{2RI}{h} = X, \quad \text{d'où l'on tire : } R = \frac{Xh}{2I}.$$

L'inconnue R résulte de cette équation, et l'on sera certain de la stabilité au point de vue de la flexion, si la valeur de R ainsi trouvée est inférieure à 6 kilogrammes, le millimètre étant choisi pour unité ou à 6,000,000 kilogrammes, si c'est le mètre qu'on a conservé pour unité.

S'il s'agit d'une pièce à section irrégulière, les vérifications précédentes devront être faites pour toutes les sections; mais c'est un cas qui ne se présente jamais dans la pratique. On rencontre soit des solides d'égale résistance, dans lesquelles on sait que la tension est la même dans toutes les sections, soit, le plus souvent, des pièces à section constante.

Il suffit donc de vérifier la stabilité pour la section dans laquelle les efforts sont les plus grands ; nous avons déterminé dans les paragraphes précédents la position des sections soumises aux plus grands efforts; par suite, elles sont connues, et l'on n'a qu'à leur appliquer les deux équations :

$$R = \frac{P}{S} \quad \text{et} \quad R = \frac{Xh}{2I},$$

et à voir si les valeurs de R qu'on en tire sont inférieures au nombre que la pratique indique comme limite de sécurité.

Les vérifications précédentes ont été très-simples, parce que nous avons admis que les pièces résistaient également bien à la tension et à la compression, et que la limite R était la même pour ces deux genres d'efforts. Ce n'est pas absolument vrai ; cependant, pour le fer, l'hypothèse est parfaitement fondée, et la différence est trop faible pour qu'on en tienne compte dans des calculs qui ne sont eux-mêmes que des approximations.

CALCUL D'UNE PIÈCE DEVANT RÉSISTER A UNE CHARGE DONNÉE.

Le calcul d'une pièce devant résister à une charge donnée est, en général, un problème indéterminé, car, on conçoit tout d'abord, que bien des pièces de formes différentes peuvent résister à des efforts donnés.

De plus, il y a toujours quelque chose d'inconnu dans la question, c'est le poids même de la pièce qui intervient pour augmenter les charges extérieures. Lorsqu'il est faible relativement aux autres forces, on n'en tient pas compte. On peut, si l'on veut, en tenir compte par ce qu'on appelle la règle des fausses positions : on commence par calculer la pièce en négligeant son poids, des dimensions ainsi calculées on déduit le poids, on recommence les calculs en l'y introduisant, de ces nouveaux calculs on déduit de nouvelles dimensions, et par suite un second poids plus fort que le précédent, on recommence encore les calculs avec ce second poids, et on en déduit un nouveau poids plus rapproché, et ainsi de suite, jusqu'à ce qu'on ait trouvé deux résultats consécutifs assez concordants.

Mais l'opération est longue et pénible, et l'on n'a pas besoin de tant d'approximation dans la pratique : presque toujours, on peut conclure de l'expérience quel sera sensiblement le poids de la pièce, et c'est avec ce poids de convention que l'on opère.

Quoi qu'il en soit, revenons à la détermination de la forme de notre pièce : supposons qu'il s'agisse d'une pièce à section symétrique, comme celles dont nous avons plus haut déterminé la résistance dans divers cas, nous saurons dans quelles sections s'exercent le plus grand effort tranchant P, et le plus grand moment X des forces extérieures; connaissant en outre le plus grand effort R de cisaillement, d'extension ou de compression, que l'on ne doit jamais dépasser si l'on veut rester dans les règles de la stabilité (nous supposons que la valeur de R est la même dans les trois genres d'efforts, ce qui est à peu près vrai pour le fer, mais est faux pour les autres substances), et, désignant par S la section transversale de la pièce, on aura pour déterminer cette section S les deux équations :

$$(1) \qquad \frac{P}{S} \leqq R \qquad\qquad (2) \qquad R \geqq \frac{Xh}{2I}$$

Pour employer le moins de matière possible, il est évident que l'on suppose le maximum R réalisé ; c'est pourquoi l'on transforme en équations les expressions (1) et (2) qu'il suffirait, au point de vue seul de la stabilité, de considérer comme des inégalités.

Choisissons une pièce de section rectangulaire, de largeur (a) et de hauteur h,

sa section S est égale à ah, et son sommet d'inertie à $\frac{1}{12}\,ah^3$. Les équations (1) et (2) s'écriront :

$$\frac{P}{ah}=R, \qquad R=\frac{6.Xh}{ah^3}=\frac{6X}{ah^2}.$$

Faisons P = 10,000 kilogrammes, X = 50,000 kilogrammes ; la tension R qu'on ne doit pas dépasser est, ainsi que nous l'avons vu, de 6,000,000 de kilogrammes. D'où résultent les équations numériques :

$$(3) \qquad ah=\frac{10.000}{6.000.000}=\frac{1}{600}, \qquad (4) \quad ah^2=\frac{6\times 500.000}{6.000.000}=\frac{5}{100}.$$

Divisant (4) par (3), il vient :

$$h=\frac{5}{100}:\frac{1}{600}=30;$$

donc la hauteur h du rectangle est égale à 30 mètres, et sa largeur (a) est égale à

$$\frac{1}{600.30}=\frac{1}{18000}=0^{m}.000055.$$

Ces résultats sont évidemment absurdes, et personne ne fera jamais une poutre dont la section transversale aura 30 mètres de haut sur un demi-millimètre de largeur.

Ceci nous apprend qu'il ne faut pas vouloir satisfaire à la fois aux deux équations (1) et (2) qui ont trait, la première au cisaillement, et la seconde à la flexion ; celle-ci est de beaucoup la plus importante, nous la prendrons donc toute seule, nous déterminerons par elle les dimensions de la pièce, et nous verrons ensuite si ces dimensions vérifient non plus l'équation (1), mais tout simplement l'inégalité $\frac{P}{S}<6,000,000$. Cela suffit évidemment pour être certain de la stabilité.

Opérons donc sur l'équation :

$$(4) \qquad ah^2=\frac{5}{100}.$$

Il est évident que la solution est indéterminée puisqu'on a une équation pour deux inconnues (a) et (h).

Mais il arrive presque toujours que l'une des dimensions, par exemple la hauteur est, vu les nécessités de la construction, forcément comprise entre certaines limites, et que l'on peut la déterminer à l'avance ; la largeur (a) résulte alors de l'équation (4).

Ainsi, lorsqu'il s'agit d'une poutre en fer, on admet que, pour la bonne utilisation du métal, il convient d'adopter pour la hauteur le $\frac{1}{10}$ de la portée. Si dans le cas qui nous occupe, la portée de la pièce est de 15 mètres, sa hauteur devra être $1^m,50$, et par suite sa largeur (a) sera donnée par l'équation :

$$a=\frac{0\,5}{1,5\times 1,5}=0^{m},022$$

La pièce aura donc une hauteur de $1^m,50$ et une largeur de $0^m,022$, ce qui est admissible.

Sa section sera $1,5\times 0,022$ ou $0,^{mq},033$; la quantité $\frac{P}{S}$ deviendra

$$\frac{10.000}{0.033}=\frac{10\ 000.000}{33},$$

ce qui est bien au-dessous du maximum R qui est de 6,000,000; la résistance au cisaillement sera bien plus que satisfaite, la résistance à la flexion ne le sera que tout juste.

Au point de vue du cisaillement, la résistance de la pièce ne dépend que de la valeur absolue de sa section transversale; mais, au point de vue de la flexion, l'aire de la section a peu d'influence, c'est surtout de la forme qu'il faut tenir compte.

A défaut de calcul, l'expérience de tous les jours nous l'apprend; tout le monde sait, par exemple, qu'une planche mince fléchit bien plus facilement lorsqu'on la pose à plat que lorsqu'on cherche à la plier posée de champ.

Mais un calcul simple va nous renseigner plus complétement à ce sujet :

L'équation d'équilibre pour la flexion est

$$R=\frac{Xh}{2I};$$

le moment X des forces extérieures étant constant, on se propose de déterminer le rapport $\frac{h}{I}$ de telle sorte que R soit minimum. Il faut donc trouver le minimum de $\frac{h}{I}$ ou le maximum de $\frac{I}{h}$, et à ce maximum correspondra la tension minima, ou la résistance maxima de la pièce.

Cherchons dans trois cas simples les variations de ce rapport $\frac{I}{h}$:

1° Soit une pièce à section rectangulaire. L'aire S de cette section est égale à ah et son moment d'inertie I à $\frac{1}{12}ah^3$, ou bien $\frac{1}{12}Sh^2$; le rapport $\frac{I}{h}$ se met donc sous la forme $\frac{1}{12}Sh$, et l'on voit que ce rapport n'est point constant en même temps que la section S de la pièce; il varie proportionnellement à h et croît indéfiniment avec cette hauteur.

Théoriquement, la pièce la plus résistante serait celle qui aurait une hauteur infinie, et par conséquent une largeur nulle : la véritable signification de ce résultat est qu'il faut toujours placer de champ les pièces rectangulaires et leur donner une forme aussi aplatie que possible.

Pour les pièces de bois, on ne peut pas aller très-loin dans cette voie, car on s'exposerait au flambage, et leur largeur est d'ordinaire les $\frac{1}{10}$ de leur hauteur.

Pour les pièces métalliques, le flambage est moins à craindre, et le rapport de la largeur à la hauteur est souvent très-faible.

2° Soit une pièce à section elliptique dont (a) et (h) sont les axes; la surface est $\frac{\pi ah}{4}$, le moment d'inertie est $\frac{1}{64}\pi ah^3$ ou $\frac{1}{16}Sh^2$. Le rapport $\frac{I}{h}$ devient donc $\frac{1}{16}Sh$.

Les résultats sont les mêmes que tout à l'heure; à section constante, la résis-

tance est proportionnelle à la hauteur h et devient théoriquement infinie en même temps que cette hauteur.

Si nous considérons un rectangle et une ellipse de même section S et de même hauteur h, le rectangle est plus résistant que l'ellipse, car avec lui le rapport $\frac{I}{h}$ est $\frac{1}{12}$ Sh, et avec l'ellipse ce rapport n'est que $\frac{1}{16}$ Sh.

3° Mais la forme la plus favorable à la résistance est encore la forme en double T, que l'on rencontre si fréquemment dans la pratique, et que représente la figure 14. La matière est portée pour la plus grande partie dans les branches extrêmes, et la tranche verticale ou âme qui relie ces deux branches possède une section relativement faible.

Théoriquement, supposons-la nulle, et admettons que chaque branche ait une section $\frac{S}{2}$ égale à la moitié de la section totale : le moment d'inertie par rapport à l'axe xy sera égal à deux fois le produit $\frac{S}{2}\frac{h^2}{4}$, c'est-à-dire que le moment d'inertie $I = \frac{Sh^2}{4}$, et le rapport $\frac{I}{h} = \frac{1}{4}$ Sh.

Là encore la résistance varie proportionnellement à la hauteur de la pièce; le produit Sh n'a plus pour coefficient que $\frac{1}{4}$ au lieu de la fraction $\frac{1}{12}$, coefficient relatif à la section rectangulaire.

A égalité de hauteur et de section, le double T est donc trois fois plus résistant que le rectangle.

Il ne s'agit, bien entendu, que du double T théorique à âme nulle; dans la pratique, l'âme a toujours une valeur notable et le coefficient du produit Sh est moindre que $\frac{1}{4}$. La résistance du double T n'atteint donc jamais le triple de la résistance du rectangle, mais elle s'en rapproche d'autant plus que l'âme a une section plus faible.

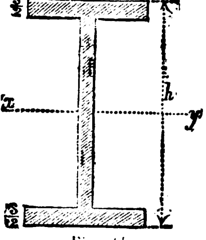


Fig. 14

FORMULES DONNANT LES FLÈCHES DES POUTRES DROITES REPOSANT SUR DEUX APPUIS.

La théorie de la déformation est longue et exige l'emploi du calcul intégral; elle a, du reste, moins d'importance que la théorie qui donne les efforts exercés en chaque point des pièces résistantes. Les règlements n'exigent pas le calcul des flèches que les poutres sont susceptibles de prendre sous l'influence des charges; en effet, la considération des flèches est de peu d'importance au point de vue de la solidité des ouvrages.

Au point de vue architectural il n'en est pas de même; une flèche, qui se manifeste aux yeux, inspire toujours au public un sentiment de crainte, et l'on doit éviter cet effet désagréable.

Il est donc bon de calculer la flèche probable qu'une poutre droite donnée est susceptible de prendre, et de donner à cette pièce, en sens inverse, une courbure dont la flèche soit un peu supérieure à cette flèche probable.

Toutes les poutres droites doivent donc être légèrement cintrées, et c'est une précaution indispensable à inscrire dans les devis.

Pour l'avoir oubliée, quelques constructeurs ont élevé des ouvrages dont l'aspect est disgracieux, bien qu'il n'y ait rien à craindre sous le rapport de la solidité.

Formule qui donne la déformation de la fibre neutre. — Nous avons montré plus haut que la fibre neutre d'une poutre droite, chargée normalement, était le lieu des centres de gravité des sections transversales successives.

Nous avons donné ensuite la formule qui permet de calculer la tension en un point situé à une distance connue de l'axe neutre.

Cela ne nous suffit pas pour aborder le calcul des poutres droites à plusieurs travées, et il est nécessaire d'établir à cet effet la formule qui fait connaître la déformation de l'axe neutre.

Dans les pièces droites usitées dans la pratique, l'axe neutre est, avant la déformation, une horizontale passant par les centres de gravité des sections verticales successives.

Cette horizontale, nous la prenons pour axe de x ; après la déformation, la fibre neutre est une courbe ayant pour corde l'horizontale précitée.

Si nous nous reportons aux figures 2 et 3, nous savons que la tension sur l'élément ($d\omega$) correspondant à la fibre (xy) est proportionnelle au coefficient d'élasticité longitudinale E, à la section élémentaire ($d\omega$), à l'allongement (xy) de la fibre, et inversement proportionnelle à la longueur primitive (ux) de cette fibre ; cette tension est donc exprimée par :

$$\frac{E\, d\omega . xy}{ux},$$

et son moment, par rapport à l'axe de rotation passant par la fibre neutre, c'est-à-dire par le point s, est

$$\frac{E . d\omega . xy}{ux} . sx.$$

Mais les triangles semblables sgo, sxy donnent :

$$\frac{xy}{sx} = \frac{sg \text{ ou } ux}{og}.$$

de sorte que le moment précédent devient

$$\frac{E . d\omega . \overline{sx}^2}{og}$$

En faisant la somme de tous ces moments de résistance, comme leur ensemble fait équilibre à toutes les forces extérieures situées entre la section verticale considérée et l'extrémité libre de la pièce, si l'on appelle X le moment total de ces forces extérieures, on aura l'égalité

$$X = \frac{E}{og} \Sigma \left(d\omega . \overline{sx}\right)^2.$$

La somme Σ n'est autre que le moment d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe de rotation (og) est évidemment le rayon ρ de courbure de la fibre neutre déformée, et l'on arrive à la relation simple

$$X = \frac{E\,I}{\rho}.,$$

Mais si l'on remarque que

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}};$$

et que, de plus, la déformation de la fibre neutre est toujours très-faible que, par suite, l'angle des tangentes successives de cette fibre neutre avec l'horizon, angle dont la tangente trigonométrique est égale à $\frac{dy}{dx}$ est aussi très-faible, on reconnaît que $\frac{dy}{dx}$ est infiniment petit par rapport à l'unité, et que l'on peut réduire l'équation précédente à

$$\frac{1}{\rho}=\frac{d^2y}{dx^2},$$

d'où résulte la formule

$$X=E.I\frac{d^2y}{dx^2}.$$

Cette formule va nous conduire immédiatement à la connaissance des flèches, prises par les poutres dans les divers cas.

Faisons le calcul seulement pour une poutre de longueur l chargée en son milieu d'un poids P; les réactions des appuis sont $\frac{P}{2}$, et, si l'on considère une section située à une distance x du milieu de la pièce, les forces extérieures agissant sur cette section du côté de l'appui le plus rapproché se réduisent à $\frac{P}{2}$, et leur moment X à $\frac{P}{2}\left(\frac{l}{2}-x\right)$; l'équation de la déformation devient donc :

$$E.I\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{P}{2}\left(\frac{l}{2}-x\right).$$

Intégrant une première fois, nous trouvons

$$E.I\frac{dy}{dx}=\frac{P}{2}\left(\frac{lx}{2}-\frac{x^2}{2}\right)+C.$$

La constante se détermine en remarquant que, par raison de symétrie, la tangente à la fibre neutre est horizontale au milieu de la pièce, c'est-à-dire que $\frac{dy}{dx}$ est nul pour $x=0$, ce qui montre que la contante C est nulle.

Intégrant une seconde fois, il vient

$$EI.y=\frac{P}{2}\left(\frac{lx^2}{4}-\frac{x^3}{6}\right)+C,$$

et la constante se détermine en écrivant que y est nul pour $x=\frac{l}{2}$, ceci donne $C=\frac{Pl^3}{48}$, et l'on trouve

$$EIy=\frac{P}{2}\left(\frac{lx^2}{4}-\frac{x^3}{6}\right)+\frac{Pl^3}{48}.$$

La flèche maxima se produit au milieu de la poutre, c'est-à-dire que c'est la valeur d'y qui correspond à $x=0$, donc

$$f=\frac{Pl^3}{48.EI}.$$

On ferait de même le calcul pour les autres cas que nous énumérons ci-après :

1° *Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre.* — Si cette pièce de longueur l est sollicitée à son extrémité libre par un poids P, elle prend une flèche dont la valeur résulte de la formule

$$f=\frac{Pl^3}{3.\varepsilon} \quad \text{ou} \quad (1)\ f=\frac{Pl^3}{3.E.I}.$$

La lettre ε représente la quantité que Navier appelait le moment de résistance à la flexion, et que M. Bresse désigne fort justement sous le nom de moment d'inflexibilité ; la flèche est inversement proportionnelle à cette quantité ; plus la flèche est petite, moins la pièce a fléchi, donc la quantité ε mesure bien la difficulté qu'on éprouve à faire fléchir la pièce.

La quantité E est le coefficient d'élasticité longitudinale dont nous avons donné précédemment la valeur, et la lettre I désigne, comme d'habitude, le moment d'inertie de la section de la poutre, par rapport à un axe transversal passant par la fibre neutre.

Au lieu d'un poids unique P, appliqué à l'extrémité de la poutre, si celle-ci supporte une charge uniformément répartie, égale à p par mètre courant, la flèche résulte de la formule

$$f=\frac{pl^4}{8E.I}.$$

S'il y a à la fois charge unique et charge uniformément répartie, les deux effets coexistent et les résultats s'ajoutent.

2° *Pièces reposant sur deux appuis simples.* — Une pièce de longueur l, reposant sur deux appuis simples et chargée en son milieu d'un poids P, prend une flèche égale à

$$f=\frac{Pl^3}{48.E.I},$$

et, s'il s'agit d'une charge uniformément répartie, dont p soit la valeur par mètre courant, la flèche devient

$$f=\frac{5pl^4}{384.EI}$$

Pour que la flèche fût la même dans les deux cas, il faudrait qu'on eû la relation

$$\frac{5}{8}pl=P.$$

Donc, avec un poids uniformément réparti sur une poutre horizontale on obtient la même flèche qu'avec les $\frac{5}{8}$ de ce même poids, concentrés au milieu de la poutre.

Déjà nous avons vu que sous le rapport de la tension, l'effet est le même avec un poids concentré au milieu de la poutre qu'avec un poids double, uniformément réparti sur toute la longueur.

Formes d'égale résistance. — Les résultats précédents s appliquent à des poutres à section constante ; si l'on adopte les profils dits d'égale résistance, le moment d'inflexibilité EI, varie d'une section à l'autre, les flèches changent aussi.

Dans le cas de la charge unique P, la flèche prise par une poutre d'égale résistance est le double de celle que prendrait une poutre à section constante.

Dans le cas de la charge uniforme pl, la flèche prise par une poutre d'égale résistance est égale aux $\frac{137}{100}$ de celle que prendrait une poutre à section constante.

3° *Pièce encastrée à ses deux extrémités.* — Lorsqu'une pièce à section constante est encastrée à ses deux extrémités, si elle est soumise à une charge médiane unique P, elle prend une flèche

$$f=\frac{Pl^3}{192\,EI},$$

et, si elle est soumise à une charge uniformément répartie pl, elle prend une flèche

$$f=\frac{Pl^3}{384\,EI},$$

c'est-à-dire que cette flèche est la moitié de la précédente.

A charge égale P, la poutre posant sur deux appuis libres, prend une flèche quatre fois plus forte que si elle était encastrée aux deux bouts.

A charge uniforme égale pl, la poutre reposant sur deux appuis libres prend une flèche cinq fois plus forte que si elle était encastrée aux deux bouts.

Tableau des moments d'inertie. — Nous avons déjà donné dans d'autres parties de notre ouvrage la valeur des moments d'inertie de diverses sections ; mais ces moments d'inertie sont d'un usage si fréquent qu'il n'est pas hors de propos de les reproduire ici (pl. 1, fig. 1) :

1° *Rectangle.* Moment d'inertie $=\frac{1}{12}bh^3$, par rapport à l'axe transversal xy.

2° *Rectangle évidé.* Moment d'inertie $=\frac{1}{12}(bh^3-b'h'^3)$.

3° *Double té.* . . . . $\frac{1}{12}(bh^3-b'h'^3)$.

4° *Section en croix.* . . . . $\frac{1}{12}\left\{b_1h_1^3+b(h^3-h_1^3)\right\}$.

5° *Section à triple té.* . . . . $\frac{1}{12}\left\{b_2h_2^3+b_1(h_1^3-h_2^3)+b(h^3-h_1^3)\right\}$.

6° *Cercle plein.* Moment d'inertie par rapport à un diamètre. . . . . $\frac{1}{4}\pi r^4$,

et par rapport à une perpendiculaire élevée au centre du cercle. . $\frac{1}{2}\pi r^4$,

7° *Cercle creux.* Moment d'inertie par rapport à un diamètre. . . . . $\frac{1}{4}\pi(r^4-r'^4)$,

et par rapport à une perpendiculaire élevée par le centre. . . . . $\frac{1}{2}\pi(r^4-r'^4)$.

8° *Ellipse pleine.* Moment d'inertie par rapport à l'axe (b). . . . . . . $\frac{1}{4}\pi bh^3$.

9° *Ellipse creuse.* — — . . . . $\frac{1}{4}\pi(bh^3-b'h'^3)$.

10° *Section à simple té.* Si l'on appelle x la distance verticale qui existe entre l'horizontale supérieure de la section et le centre de gravité de cette section, centre par lequel on admet que passe la fibre neutre, et si l'on prend le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par le centre de gravité, on trouve :

$$x=\frac{1}{2}\,\frac{bh^2+b_1h_1^2+2bhh_1}{bh+b_1h_1}\quad\text{et}\quad I=\frac{1}{3}\left\{b\left[x^3-(x-h)^3\right]+b_1\left[(h+h_1-x)^3\right]\right\}.$$

11° *Section à double té à branches inégales.* Si l'on appelle x la distance verticale qui existe entre l'horizontale supérieure de la section et le centre de gravité de cette section, centre par lequel on admet que passe la fibre neutre, et si on prend le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par ce centre de gravité, on trouve :

$$x = \frac{1}{2} \frac{bh^2 + b_1h_1^2 + b_2h_2^2 + 2[b_1hh_1 + b_2h_2(h+h_1)]}{bh + b_1h_1 + b_2h_2}$$

et $$I = \frac{1}{3} \left\{ b[x^3 - (x-h)^3] + b_1[(x-h)^3 + (h+h_1-x)^3] + b_2[h+h_1+h_2-x)^3 - (h+h_1-x)^3] \right\}$$

12° *Sections quelconques.* Mais ces formules deviennent déjà compliquées et, en général, il n'est facile de calculer exactement les moments d'inertie que pour les pièces de formes géométriques simples et symétriques par rapport à l'axe de rotation.

Aussitôt qu'il y a dissymétrie, le calcul exact devient très-pénible.

On peut heureusement opérer par approximation, et ce serait folie que de chercher l'exactitude mathématique dans les calculs de résistance qui laissent à l'imprévu une si large part; dans bien des cas, on arrivera à d'excellents résultats, et on risquera beaucoup moins de se tromper en employant une méthode expéditive pour le calcul des moments d'inertie.

On décompose la surface dont il s'agit en un certain nombre de parties d'étendue limitée, et dont on puisse, sans trop d'erreur, considérer tous les points comme situés à la même distance de l'axe de rotation; on calcule la surface élémentaire considérée, et on la multiplie par le carré de la distance constante qui s'y rapporte, puis on fait la somme des produits élémentaires.

On se trouvera bien d'appliquer cette méthode aux grandes poutres à double té, pour lesquelles la hauteur est considérable, par rapport à l'épaisseur des semelles. Souvent on néglige le moment d'inertie de l'âme, on ajoute à la section des semelles celle des cornières qui les relient à l'âme, et on multiplie la section totale ainsi obtenue par le carré de la demi-hauteur de la poutre. L'erreur que l'on commet en opérant ainsi est insignifiante, eu égard aux hypothèses qu'on admet dans la suite des calculs.

POUTRES DROITES A PLUSIEURS TRAVÉES.

On sait combien les poutres droites à plusieurs travées se sont multipliées depuis vingt ans; elles offrent un moyen commode de franchir de longues distances sans surélever la voie outre mesure. Elles conviennent donc toutes les fois qu'il faut ménager aux eaux un large débouché, et toutes les fois aussi que le fondations sont difficiles et coûteuses.

Lorsqu'une poutre repose sur plusieurs appuis, la première difficulté qui se présente est de déterminer la réaction propre à chacun de ses appuis. En statique le problème est indéterminé, et on connait seulement la somme des réactions qui doit être égale au poids total de la charge.

Cependant la connaissance de ces réactions est indispensable pour calculer le moment fléchissant dans chaque section. Navier a cherché à les trouver par le calcul, mais sa méthode très-compliquée est presque inapplicable dans la pratique.

La question s'est notablement simplifiée lorsqu'on s'est proposé de calculer, non pas les réactions, mais les moments fléchissants qui s'exercent à l'aplomb de chaque appui. C'est en s'engageant dans cette voie que MM. Bertot et Clapeyron

ont trouvé la relation qui lie entre eux les moments fléchissants, s'exerçant sur trois appuis consécutifs ; cette relation est la base fondamentale du calcul des poutres à plusieurs travées.

On commence par supposer la poutre de section constante, et on s'en donne le poids approximatif ; d'autre part, la surcharge est connue. Cela permet de calculer en chaque point le moment fléchissant maximum, et d'en déduire la quantité de matière qui doit entrer dans la section. On opère donc par ce qu'on appelle une règle de fausse position ; régulièrement, on devrait recommencer le calcul avec les dimensions nouvelles qui varient d'une section à l'autre, on trouverait de nouvelles dimensions plus approchées avec lesquelles on se livrerait à un nouveau calcul, et ainsi de suite jusqu'à ce que deux résultats successifs diffèrent peu l'un de l'autre.

Ce procédé pénible n'est pas en usage, on se contente du premier essai, et l'on adopte les dimensions déduites de l'hypothèse d'une section constante.

Au point de vue mathématique, on ne saurait avoir une grande confiance dans une pareille méthode, et il est bien désirable que l'on trouve un jour quelque chose de plus exact.

Mais, au point de vue pratique il n'en est plus de même : « les poutres calculées par cette méthode, dit M. Bresse, se comportent convenablement et résistent bien aux épreuves qu'on leur impose, le fait est constaté par de nombreuses expériences ; donc la méthode de calcul n'est pas mauvaise. »

L'ouvrage le plus complet sur la matière est celui de M. Bresse, qui a donné le moyen de calculer une poutre d'un nombre quelconque de travées, les travées ayant une longueur quelconque. Nous engageons le lecteur qui voudrait épuiser la question à recourir à cet ouvrage.

M. Colignon, dans sa théorie élémentaire des poutres droites, a traité le problème d'une manière plus simple.

Nous tâcherons de le réduire au strict nécessaire, en nous servant des travaux de ces deux ingénieurs.

Théorème de Bertot et Clapeyron. — Soit, fig 2, pl. I, trois points d'appui consécutifs A, B, C, d'une poutre à plusieurs travées. Appelons XX_1X_2 les moments fléchissants sur chacun de ces trois appuis, l et l' les longueurs des travées, p et p' les charges uniformes par mètre courant auxquelles ces travées sont soumises, R la réaction verticale que l'appui A transmet à la travée AB.

En une section M de cette travée, le moment total des forces extérieures qui s'exercent à gauche de cette section comprend trois moments élémentaires :

1° Le moment inconnu X, positif ou négatif,

2° Le moment Rx de la réaction de l'appui,

3° Le moment de la surcharge uniforme $\left(-\frac{1}{2}px^2\right)$ de signe contraire au précédent.

De sorte que l'équation de la déformation démontrée précédemment peut s'écrire :

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = X + Rx - \frac{1}{2}px^2.$$

Intégrons cette équation, elle devient :

$$EI\frac{dy}{dx} = Xx + R\,\frac{x^2}{2} - \frac{1}{6}px^3 + C^{te};$$

Pour déterminer la constante arbitraire, appelons φ l'angle que fait avec l'horizon la fibre neutre déformée au point A; la tangente trigonométrique de cet angle est égale à la valeur de $\frac{dy}{dx}$ qui correspond à $x=0$, donc la constante est égale à

$$\mathrm{EI} \tang \varphi,$$

et l'équation peut s'écrire

$$(1) \qquad \mathrm{EI}\left(\frac{dy}{dx}-\tang \varphi\right)=\mathrm{X}x+\mathrm{R}\frac{x^2}{2}-\frac{1}{6}px^3$$

Intégrons-la une seconde fois, elle donne :

$$(2) \qquad \mathrm{EI}(y-x\tang \varphi)=\mathrm{X}\frac{x^2}{2}+\mathrm{R}\frac{x^3}{6}-\frac{1}{24}px^4.$$

Il y aurait bien une constante arbitraire à ajouter au second membre, mais cette constante est nulle puisque y devient nul pour $x=0$.

Lorsque le point variable M arrive en B, la somme des moments des forces extérieures situées à gauche de la section devient

$$\mathrm{X}+\mathrm{R}l-\frac{1}{2}pl^2,$$

et cette somme est évidemment équivalente au moment X_1, d'où l'équation

$$(3) \qquad \mathrm{X}_1=\mathrm{X}+\mathrm{R}l-\frac{1}{2}pl^2.$$

Dans l'équation (2), si on fait $x=l$, on devra faire en même temps $y=0$, et il en résultera l'équation nouvelle :

$$(4) \qquad \mathrm{EI}l \tang \varphi=\mathrm{X}\frac{l^2}{2}+\mathrm{R}\frac{l^3}{6}-\frac{1}{24}pl^4.$$

Entre les équations (3) (4), éliminons la réaction R que nous tirerons par exemple de l'équation (3), effectuons les simplifications de calcul et nous arrivons à la relation :

$$(5) \qquad \mathrm{X}_1=-2\mathrm{X}-\frac{6\mathrm{EI}}{l}\tang \varphi-\frac{1}{4}pl^2.$$

Appliquons la formule (5) à la travée BC en remplaçant X_1 par X_2, X par X_1, l par l', p par p' et φ par φ', angle de l'horizon avec la fibre neutre déformée en B, il viendra :

$$(6) \qquad \mathrm{X}_2=-2\mathrm{X}_1-\frac{6\mathrm{EI}}{l'}\tang \varphi'-\frac{1}{4}p'l'^2.$$

Mais en revenant en sens inverse nous pouvons appliquer cette même formule (6) à la travée AB en remplaçant X_2 par X, l' par l et p' par p, et, remarquant que la courbe affectée par la fibre neutre se poursuit d'une manière continue sans rebroussement sur les appuis, nous devrons prendre pour nouvelle valeur de φ' l'angle opposé au sommet, c'est-à-dire $-\varphi'$, c'est-à-dire remplacer tang φ'

par — tang φ', de sorte que l'équation (6) transformée s'écrira :

$$X = -2X_1 + \frac{6EI}{l}\tang\varphi' - \frac{1}{4}pl^2. \tag{7}$$

Multipliant maintenant l'équation (6) par l' et l'équation (7) par l, et ajoutant nous voyons que φ' s'élimine et qu'il nous reste :

$$Xl + 2X_1(l+l') + X_2l' + \frac{1}{4}pl^3 + \frac{1}{4}p'l'^3 = 0 \tag{8}$$

C'est la relation entre les moments fléchissants sur trois points d'appui consé cutifs, découverte par Bertot et Clapeyron.

Calcul des moments sur les points d'appui successifs. — Soit une poutre à (m) travées, elle comporte $(m+1)$ appuis que nous désignerons par les lettres

$$A_0 A_1 \ldots\ldots A_m.$$

Les longueurs respectives des travées sont

$$l_1\, l_2 \ldots\ldots l_m,$$

et les poids uniformément répartis sur chaque travée sont

$$p_1\, p_2 \ldots\ldots p_m.$$

Les moments successifs sur les points d'appui sont

$$X_0 X_1 \ldots\ldots X_m\,;$$

mais le premier et le dernier X_0 et X_m sont nuls, puisque les bouts de la poutre sont simplement posés sur les culées sans aucun encastrement.

Pour déterminer les $(m-1)$ moments fléchissants inconnus, nous aurons donc $(m-1)$ équations :

$$\left\{\begin{array}{l}
2X_1(l_1+l_2) + X_2l_2 = -\frac{1}{4}p_1l_1^3 - \frac{1}{4}p_2l_2^3 = -K_2, \\
X_1l_2 + 2X_2(l_2+l_3) + X_3l_3 = -\frac{1}{4}p_2l_2^3 - \frac{1}{4}p_3l_3^3 = -K_3, \\
X_2l_3 + 2X_3(l_3+l_4) + X_4l_4 = -\frac{1}{4}p_3l_3^3 - \frac{1}{4}p_4l_4^3 = -K_4, \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
X_{m-2}l_{m-1} + 2X_{m-1}(l_{m-1}+l_m) \ldots = -\frac{1}{4}p_{m-1}l^3_{m-1} - \frac{1}{4}p_m l^3_m = -K_m.
\end{array}\right. \tag{10}$$

C'est un système de $(m-1)$ équations du premier degré, que l'on pourra, s l'on veut, résoudre directement si le nombre m est très-faible. Mais, dès que (m) prend une valeur notable, la résolution du système devient compliquée, et il faut recourir à la méthode de Bezout.

Elle consiste, comme on sait, à multiplier chaque équation par un coefficient indéterminé, à faire la somme de toutes les équations ainsi modifiées, et, dans l'équation finale, on égale à zéro les coefficients de toutes les inconnues à l'exception d'une seule.

Ces coefficients égalés à zéro donnent un nouveau système d'équations généra-

lement plus facile à résoudre que le premier. De ce second système, on tire les valeurs des coefficients que l'on porte dans l'équation générale d'où on tire une des inconnues.

Appliquons cette méthode au cas actuel, et multiplions la dernière équation par 1, l'avant-dernière par α_1, la suivante par α_2 et la première par α_{m-2}; ajoutons membre à membre les équations ainsi obtenues, nous obtiendrons une équation finale, qui nous permettra de déterminer successivement toutes les valeurs de X.

Par exemple pour déterminer X_1 nous poserons :

$$\left.\begin{array}{l} \alpha_{m-2} l_2 + 2\alpha_{m-3}(l_2 + l_3) + \alpha_{m-4} l_3 = 0 \\ \alpha_{m-3} l_3 + 2\alpha_{m-4}(l_3 + l_4) + \alpha_{m-5} l_4 = 0 \\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot \\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot \\ \alpha_2 l_{m-2} + 2\alpha_1 (l_{m-2} + l_{m-1}) + l_{m-1} = 0 \\ \alpha_1 l_{m-1} + 2(l_{m-1} + l_m \ldots\ldots = 0 \end{array}\right\} \quad (2)$$

Ce système d'équation du premier degré se résout immédiatement; de la dernière équation on tire α_1 que l'on porte dans la précédente qui donne α_2 et ainsi de suite indéfiniment.

Portant les valeurs de α dans l'équation en X_1 on aura la valeur de ce moment, et au moyen du groupe (1) on trouvera successivement X_2 X_3..... etc.

Pour compléter le groupe (2), on peut déterminer un coefficient α_{m-1} par l'équation

$$\alpha_{m-1} l_1 + 2\alpha_{m-2}(l_1 + l_2) + \alpha_{m-3} l_2 = 0,$$

et alors la valeur de X_1 se mettra sous la forme simple

$$X_1 = \frac{K_2 \alpha_{m-2} + K_3 \alpha_{m-3} \ldots + K_{m-1} \alpha_1 + K_m}{\alpha_{m-1} l_1}$$

Nous connaissons donc tous les moments fléchissants sur les appuis. Reste à déterminer les moments fléchissants en tous les points d'une travée quelconque.

Moments fléchissants dans une travée. — Déterminer les moments fléchissants en un point quelconque d'une travée A_n A_{n+1} figure 3, planche I.

Soit une section quelconque M située à une distance x de l'origine, le moment fléchissant X dans cette section est équivalent à la somme des moments fléchissants de toutes les forces extérieures comprises à gauche de cette section par exemple. Or, on peut supposer la poutre sciée en A_n pourvu qu'on applique en ce point le moment X_n et une certaine réaction R_n de l'appui sur la travée A_n A_{n+1}. Le moment fléchissant X est donc égal à

$$(1) \qquad X = X_n + R_n x - \frac{1}{2} p_{n+1} x^2,$$

et lorsque le point M atteint l'appui A_{n+1}, c'est-à-dire lorsque $x = l_{n+1}$, l'équation précédente devient :

$$(2) \qquad X_{n+1} = X_n + R_n l_{n+1} - \frac{1}{2} p_{n+1} l^2_{n+1}.$$

Entre les équations (1) et (2) éliminons R_n, nous trouvons pour X la valeur

$$(3) \qquad X = \frac{X_n (l_{n+1} - x) + X_{n+1} x}{l_{n+1}} + \frac{1}{2} p_{n+1} x (l_{n+1} - x);$$

Si l'on prend comme axe des abscisses l'horizontale A_n A_{n+1} et qu'en chaque point M, on élève, à une certaine échelle, une ordonnée représentant X, on obtiendra la courbe représentative des moments fléchissants qui n'est autre qu'une parabole du second degré.

Dans une poutre à plusieurs travées solidaires, les moments fléchissants sur tous les appuis sont négatifs, de sorte que la parabole représentative des moments affecte la disposition que représente la figure 3, excepté dans les travées de rive où elle prend la forme A_0 A_1.

La parabole représentative rencontre l'axe des x, A_n A_{n+1}, en deux points dont les abscisses s'obtiendront au moyen de l'équation (3) dont on égalera à zéro le premier membre X.

L'ordonnée maxima de la parabole s'obtiendra en égalant à zéro la dérivée $\frac{dX}{dx}$ du premier membre de l'équation (3); on trouvera l'abscisse correspondante et par suite le moment lui-même.

On remarquera encore que l'expression de X se compose de deux termes :

Le premier est linéaire et a pour valeur successives les ordonnées de la droite X_n X_{n+1} qui joint les extrémités des ordonnées extrêmes représentant les moments fléchissants sur les appuis.

Le second est parabolique et ne dépend que de la charge p_{n+1} afférente à la travée, ce terme est exactement celui qu'on obtiendrait si la travée était sciée à ses deux extrémités et supposée libre.

Le terme linéaire est toujours négatif, l'autre est toujours positif, donc si on construit la droite et la parabole, le moment fléchissant en un point sera la différence de leurs deux ordonnées prises en valeur absolue.

Autrement dit, si on prend $A_nS = X_n$ et $A_{n+1}T = X_{n+1}$, que l'on tire la droite ST et que l'on trace la parabole A_nU A_{n+1} qui donne les moments fléchissants dans la travée supposée libre et soumise seulement à la charge uniforme p_{n+1} par mètre courant, le moment fléchissant réel en un point de la travée sera mesuré à l'échelle par la partie d'ordonnée interceptée entre la droite et la parabole.

Des efforts tranchants. — La considération des efforts tranchants est secondaire, car, dans la pratique, pour s'opposer au flambage, on est toujours forcé de donner à l'âme seule de la poutre plus de section qu'il n'est nécessaire pour qu'elle résiste au cisaillement.

M. Bresse conseille de ne pas s'occuper de l'effort tranchant. Du reste on aurait, dit-il, approximativement sa valeur maximum dans une travée en augmentant un peu le demi-poids de la travée, en prenant par exemple les $\frac{5}{8}$ du poids total, surcharge comprise.

Du reste, il est toujours facile de calculer l'effort tranchant en chaque point en remarquant que l'effort tranchant est la dérivée $\frac{dX}{dx}$ du moment fléchissant.

Des combinaisons de surcharge. — Il y a deux causes qui mettent en jeu la résistance des poutres :

1° La charge fixe, qui dépend du poids même de la poutre et du poids de la superstructure.

2° La surcharge, qui est supposée uniforme dans chaque travée, mais qui peut être appliquée soit sur une seule, soit sur deux ou plusieurs travées. Il y a donc un certain nombre de combinaisons de surcharges différentes, et comme toutes ces combinaisons sont réalisables, il convient, en chaque point de la

poutre, de déterminer la section en vue de la combinaison la plus défavorable, c'est-à-dire de celle qui donne le plus grand moment fléchissant, soit positif, soit négatif.

Pour une poutre à une travée, il n'y a qu'une combinaison.

Pour une poutre à deux travées, les deux travées peuvent être chargées séparément ou ensemble, d'où résultent trois combinaisons ou seulement deux si les deux travées sont égales.

Pour une poutre à trois travées, on peut charger chaque travée séparément, ou bien la première avec la seconde, la première avec la troisième, la seconde avec la troisième, ou encore les trois travées à la fois, en tout sept combinaisons. Si la poutre est symétrique, c'est-à-dire si les deux travées extrêmes sont égales, il y a deux combinaisons de moins.

D'une manière générale, pour une poutre à (m) travées, le nombre des combinaisons différentes de surcharge est $(2^m - 1)$, dont il faut retrancher toutes celles qui font double emploi lorsque la poutre devient symétrique.

Remarques diverses. — Nous ne pouvons suivre M. Bresse dans les savants développements qu'il donne de la théorie que nous venons d'exposer d'une manière fort sommaire. Nous nous contenterons de transcrire ici quelques résultats importants ou curieux de ses calculs sur les poutres symétriques :

1° Dans une poutre où les travées intermédiaires ont une longueur égale à celle des travées de rive multipliée par $\sqrt{\frac{3}{2}}$ ou 1,22474..., tous les appuis intermédiaires se comportent absolument comme des encastrements, sous l'action de la charge permanente.

2° De même, dans une poutre d'un nombre infini de travées, les appuis qui sont infiniment éloignés d'une extrémité fonctionnent comme des encastrements sous l'action de la charge permanente. On peut même dire que, dans une poutre ayant un nombre quelconque de travées, les appuis se rapprochent de plus en plus de fonctionner comme des encastrements, sous la charge permanente, à mesure qu'ils sont plus rapprochés du centre et que le nombre des travées est plus grand. Lorsqu'on arrive à 8 ou 10 travées, on peut, sans grand inconvénient, considérer les travées centrales comme encastrées, sous l'action de la charge permanente seulement.

3° Quand une poutre ayant un nombre pair de travées, toutes égales entre elles, est surchargée sur les travées de rang pair, les moments de flexion aux points d'appui sont les mêmes que si la surcharge passait sur les travées impaires; ces moments sont donc la moitié de ceux que produirait la surcharge de la poutre entière.

4° Les calculs précédents s'appliquent uniquement à des appuis placés exactement de niveau. Si une poutre, parfaitement rectiligne sur le chantier et possédant une hauteur constante, était placée sur des supports qui ne seraient pas en ligne droite après leurs tassements, les conditions du calcul seraient totalement changées; dans certains cas particuliers il pourrait y avoir bénéfice pour la stabilité, et perte dans d'autres. Une variation de niveau, en apparence insignifiante, qu'éprouvera un appui, peut avoir sur l'intensité des moments de flexion une influence considérable. Le constructeur devra donc donner tous ses soins à réaliser l'égalité de niveau des appuis, non pas avant le lancement, mais après, lorsque tous les tassements se sont produits. Cette égalité de niveau a paru à certains ingénieurs si difficile à obtenir et surtout à maintenir, qu'ils n'hésitaient pas à proscrire les poutres à travées solidaires et à les remplacer

par des poutres distinctes placées bout à bout; ces craintes ne se sont pas réalisées dans la pratique.

La contradiction que l'on remarque ainsi entre la théorie et la pratique montre bien qu'il ne faut pas attacher une confiance absolue à la méthode actuellement en usage pour le calcul des poutres droites : cette méthode est plus empirique que théorique.

5° M. Bresse cherche quelles dispositions il faudrait adopter pour rendre minimum le moment fléchissant moyen sous une charge uniforme; parmi les conditions qu'il trouve, nous remarquerons celle-ci : l'ouverture d'une travée de rive doit être les $\frac{4}{5}$ de l'ouverture des travées intermédiaires. Cette proportion est assez souvent adoptée, mais nous ne pensons pas qu'en réalité elle ait une grande influence et qu'elle réduise d'une manière sensible le moment moyen et par suite la quantité de matière.

6° Dans une poutre à section constante, dont la longueur totale 2L est subdivisée en n travées solidaires, si la charge est uniformément répartie sur cette longueur 2L, à raison du poids p par unité linéaire, il est absolument impossible, quelque disposition qu'on imagine pour l'écartement et le nivellement des appuis: 1° de faire descendre le moment fléchissant moyen au-dessous de la limite $\frac{pL^2}{8(n-0,4)^2}$; 2° de faire descendre le moment fléchissant maximum au-dessous d'une autre limite égale à $\frac{pL^2}{4(n-0,293)^2}$.

EXEMPLE DU CALCUL DES POUTRES DROITES.

Nous allons éclaircir par des exemples les méthodes que nous venons d'exposer pour le calcul des poutres à une ou à plusieurs travées. Ces exemples indiqueront rapidement les cas usuels.

Calcul d'une poutre à une seule travée. — Soit un double T en fer à branches égales de 6 mètres de longueur, et de $0^m,50$ de hauteur; cette hauteur étant déterminée d'ordinaire par la disposition des lieux et par l'espace dont on dispose. L'âme du double T a par exemple $0^m,007$ d'épaisseur; la largeur horizontale des semelles est de $0^m,20$, et on demande de calculer l'épaisseur de ces semelles, de telle sorte que nulle part l'effort imposé au métal ne dépasse 6 kilogrammes par milimètre carré (fig. 4, pl. IV).

La poutre a à porter par mètre courant une charge fixe de 1,200 kilogrammes, y compris son poids approximatif, et elle devra être éprouvée par une surcharge de 900 kilogrammes, par exemple, au mètre courant.

Le poids total p par mètre courant est donc 2100 kilogrammes, soit pour la poutre entière 12,600 kilogrammes.

L'effort tranchant est maximum à l'aplomb des appuis; il est égal à la moitié du poids total. Soit 6,300 kilogrammes.

En un point M situé à une distance x de l'origine A, le moment fléchissant a pour expression

$$X = \frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2} = \frac{px}{2}(l-x)$$

Ce moment est maximum pour $x = \frac{l}{2}$, c'est-à-dire au milieu de la poutre.

A 1 mètre de l'appui, on a. . . . . . $X = 5250$
A 2 mètres. . . . . $X = 8400$
A 3 mètres, c'est-à-dire au milieu. . . $X = 9450$

Ces trois ordonnées suffisent pour tracer la parabole représentative des moments.

La section de la poutre se déterminera par la formule :

$$R = \frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle on devra faire :

$$R = 6,000,000 = 6,10^6 \quad \frac{h}{2} = 0,3 \quad X = 9450,$$

d'où il résulte : $$I = \frac{9450.0,3}{6,10^6} = \frac{945}{2,10^6} = 0,0004725$$

Le moment d'inertie de l'âme est environ $\frac{1}{12} \cdot 0,007.\overline{0,}\ = 0,000126$; il reste donc pour le moment d'inertie des semelles 0,0003465.

En appelant x l'épaisseur de ces semelles, leur surface est $0,2x$ pour chacune, et leur moment d'inertie par rapport à l'axe transversal du double T est sensiblement égal à :

$$2.0,2.x.\overline{0,3}^2 = x.0,0108,$$

d'où l'équation : $$x = \frac{0,0003465}{0,0108} = 0^m,032.$$

Les semelles devront donc avoir $0^m,032$ d'épaisseur.

Supposez qu'on veuille les composer avec des cornières et des feuilles de tôle, rivées entre elles, ou rivées sur l'âme aussi en tôle ; on adoptera par exemple des cornières de $\frac{80,80}{10}$; chaque cornière a pour surface 0,0015, et la partie moyenne de cette surface est à peu près à $0^m,25$ de l'axe transversal de la poutre, de sorte que le moment d'inertie des quatre cornières réunies est de :

$$4 \times 0,0015 \times \overline{0,25}^2 = 0,00009375;$$

il reste à trouver dans les semelles un moment d'inertie égal à

$$[0,0003465 - 0,00009375],$$

c'est-à-dire

$$0,00025255$$

L'épaisseur x des semelles se déduira donc de la formule

$$x = \frac{0,00025255}{0,0108} = 0,024$$

et on pourra composer chaque semelle avec deux feuilles de $0^m,012$, ou avec trois feuilles de $0^m,008$.

L'avantage qu'on trouve à composer ainsi la poutre avec des feuilles de tôle et des cornières, c'est qu'on n'est pas forcé de poursuivre les feuilles des semelles sur toute la longueur : comme le moment fléchissant va en décroissant depuis le milieu de la poutre jusqu'aux extrémités où il est nul, il est inutile de placer autant de matière aux extrémités qu'au milieu, on arrêtera donc les semelles successivement à de certaines distances à partir du milieu, et voici comment on opérera :

L'âme, les cornières et la première feuille de $0^m,008$ donnent un moment d'inertie égal à

$$0,000126 + 0,00009375 + 0,00008418 = 0,00030393;$$

Ce moment d'inertie I′ suffit pour équilibrer un moment fléchissant $X = \frac{2RI'}{h} = 6078$; admettons que l'âme, les cornières et la première feuille des semelles régnant sur toute la longueur de la poutre, le moment fléchissant auquel elles correspondent sera représenté en chaque point par l'ordonnée du rectangle A*mn*B, représentant à l'échelle le nombre 6078.

Le moment d'inertie de la seconde feuille des semelles est 0,00008418, et correspond à un moment fléchissant $X = \frac{2RI}{h} = 1686$ qui est représenté à l'échelle par le rectangle (*mnpq*).

De même, la troisième feuille correspond à un moment fléchissant représenté par le rectangle *pqrs* égal au précédent.

Si l'on faisait régner les trois feuilles sur toute la longueur de la poutre, on pourrait en chaque section résister à un moment fléchissant que mesure l'ordonnée constante du rectangle A*r*B*s*; mais il n'est pas besoin d'avoir cet excès de force, puisqu'il suffit de résister à un moment fléchissant mesuré par l'ordonnée de la parabole. On peut donc retrancher du rectangle tout ce qui est en dehors de la parabole.

En réalité, on ne retranche pas tout, parce qu'il faut couper les feuilles de tôle verticalement et non en biseau, mais on arrête successivement toutes les feuilles à une certaine distance de la parabole. Ainsi, dans le cas qui nous occupe, la feuille la plus éloignée n'aura que trois mètres de longueur, la seconde que quatre mètres ; quant à la dernière feuille, elle régnera sur toute la longueur, ainsi que l'âme et les cornières.

Nous nous sommes assez longuement étendu sur cet exemple, plutôt théorique que pratique ; mais il indique en détail la marche à suivre pour une ouverture quelconque.

On vérifiera si la résistance à l'effort tranchant est convenablement satisfaite près des appuis,

Le calcul des poutres droites de petite portée est en réalité plus compliqué que nous ne venons de l'indiquer ; l'épreuve par charge uniformément répartie de 400 kilogrammes au mètre carré de tablier, ne suffit pas à assurer la solidité d'une poutre de petite portée, à l'aplomb de laquelle peuvent passer des chariots pesant plusieurs tonnes. Aussi, les règlements prescrivent-ils, comme nous le verrons plus loin, des épreuves par charge roulante. Nous donnerons ultérieurement une application détaillée de la manière dont on peut conduire le calcul avec ce nouveau genre de surcharge.

Calcul d'une poutre à quatre travées solidaires. — On propose de cal-

culer une poutre à quatre travées solidaires, les travées de rive ayant 40 mètres, et les travées médianes 50 mètres de portée.

La charge fixe est de 2,000 kilogrammes par mètre courant, et la surcharge d'épreuve a la même valeur, 2,000 kilogrammes.

Appelons X, X' et X'' les moments fléchissants sur les piles; les moments fléchissants extrêmes sur les culées sont nuls.

Appliquons le théorème de Bertot et Clapeyron dans lequel nous ferons

$$l_1 = l_4 = 40, \quad l_2 = l_3 = 50.$$

1° *Effet de la charge permanente.* — Étudions d'abord l'effet de la charge permanente qui est répartie uniformément sur toute la longueur du pont. Il faudra dans les formules faire

$$p_1 = p_2 = p_3 = p_4 = 2000.$$

L'équation générale

$$X_{n-1} l_n + 2X_n (l_n + l_{n+1}) + X_{n+1} l_{n+1} = -\frac{1}{4} p_n l^3_n - \frac{1}{4} p_{n+1} l^3_{n+1}$$

appliquée à la poutre à quatre travées, donne les trois équations suivantes:

$$2X(40+50) + X'50 = -\frac{1}{4} 2000 (40^3 + 50^3)$$

$$X50 + 2X'(50+50) + X''50 = -\frac{1}{4} 2000 (50^3 + 50^3)$$

$$X'50 + 2X''(50+40) = -\frac{1}{4} 2000 (50^3 + 40^3)$$

Ces équations simplifiées s'écrivent :

$$18X + 5X' = -10000.945$$

$$X + 4X' + X'' = -10000.250$$

$$5X' + 18X'' = -10000.945$$

Ce système est facile à résoudre, car il suffit de tirer de la première et de la troisième équation X et X'' en fonction de X', et de porter ces quantités dans la seconde équation qui donnera X'.

Mais pour suivre la méthode générale, multiplions la dernière équation par 1, la seconde par α et la première par α', et ajoutons le tout, membre à membre, il vient :

$$(1) \quad X(18\alpha' + \alpha) + X'(5\alpha' + 4\alpha + 5) + X''(\alpha + 18) = -10000(945\alpha' + 250\alpha + 945)$$

Pour déterminer α et α', égalons à zéro les coefficients de X et de X'', nous trouvons :

$$18\alpha' + \alpha = 0, \quad \alpha + 18 = 0, \quad \text{donc} \quad \alpha = -18 \quad \alpha' = 1.$$

Portant ces valeurs dans l'équation (1) et simplifiant, elle donne la valeur de X', qui, introduite dans la première et dans la dernière équation du groupe primitif, fournit X et X''.

$$X = X'' = -408065$$

$$X' = -420068$$

La figure 5 de la planche I représente le diagramme de la poutre; on a porté à une certaine échelle au-dessous de l'horizontale, les moments fléchissants sur les appuis, et on se propose maintenant de déterminer les courbes représentatives des moments fléchissants dans chaque travée.

Nous avons démontré que, dans la travée de rang m, le moment X_x en une section x de cette travée (les x étant comptés à partir de l'origine de la travée), est exprimé par la formule :

$$(2) \qquad X_x = \frac{X_{m-1}(l_m - x) + X_m x}{l_m} + \frac{1}{2} p_m x (l_m - x).$$

Travée de rive. — Pour la travée de rive il faudra faire dans cette formule :

$$X_{m-1} = 0, \quad l_m = 40, \quad X_m = X = -408065, \quad p_m = 2000,$$

et elle deviendra : $X_x = 29798x - 1000x^2$.

Cette parabole coupe l'axe des x, c'est-à-dire que le moment fléchissant s'annule pour $x = 0$, et pour $x = 29^m,8$. La tangente horizontale correspond évidemment à $x = \left(\frac{29^m,8}{2}\right) = 14^m,9$, et la valeur correspondante du moment fléchissant est 221990.

Ces données nous suffisent pour tracer d'une manière suffisamment exacte la parabole représentative des moments, qui est la même dans les deux travées de rive : on voit que le moment fléchissant, nul à l'origine, est positif jusqu'à $29^m,8$; d'abord croissant jusqu'à $14^m,9$, il décroît et s'annule à $29^m,8$; au delà il devient négatif et va sans cesse en augmentant jusque sur l'appui. Au point $29,^m8$, la poutre pourrait donc théoriquement avoir une section nulle, ou tout au moins la section simplement suffisante pour résister à l'effort tranchant.

Travées intermédiaires. — Dans les deux travées intermédiaires, les courbes sont identiques par raison de symétrie : il suffit de calculer l'une d'elles ; à cet effet on prendra dans la formule (2),

$$X_{m-1} = X = -408065, \quad l_m = 50, \quad X_m = -420065, \quad p_m = 2000;$$

et l'on trouvera en opérant les réductions, la courbe

$$X_x = -408050 + 40742.x - 1000\,x^2,$$

parabole qui rencontre l'axe des (x) à des distances $10^m,53$ et $38^m,95$ de la pile ; la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant positif maximum, correspond à la moyenne arithmétique des deux distances précédentes, c'est-à-dire la cote $24^m,74$, et la valeur du moment est alors 191477.

Ces quantités nous suffisent bien pour tracer la parabole complète, comme on le voit sur la figure 5.

Et nous avons obtenu tout ce qui est relatif à la charge permanente.

2° **Effet de la surcharge.** — La surcharge est de 2,000 kilogr. par mètre courant ; une travée est toujours complètement chargée, mais les travées peuvent être chargées isolément, deux à deux, ou trois à trois, ou toutes les quatre à la fois. Il faut prévoir chaque section de la poutre en vue de la combinaison de surcharge la plus défavorable.

Quel nombre de combinaisons pouvons nous avoir ?

On peut charger une travée seule, ce qui ferait quatre combinaisons, réduites à deux à cause de la symétrie.

On peut charger deux travées et avoir les combinaisons (1.2) (1.3) (1.4) (2.3) (2.4) (3.4), qui se réduisent à quatre cas, les deux dernières font double emploi ;

On peut charger trois travées et avoir les combinaisons (1.2.3) (1,3.4) (2.3.4), qui se réduisent à deux, car la dernière fait double emploi avec la première ;

Enfin on peut charger toutes les travées ensemble, une combinaison.

En tout, neuf combinaisons distinctes.

Il serait assez long de répéter les calculs pour chacune d'elles ; on peut heureusement simplifier beaucoup les choses au moyen de la méthode graphique, dont M. l'Ingénieur Maurice Lévy a eu l'idée.

Ne considérons d'abord la surcharge que sur une travée à la fois, nous aurons deux combinaisons à considérer, puisque les deux autres sont symétriques :

Première combinaison. Surcharge sur la première travée. — La surcharge est de 2,000 kilogr. Appliquons le théorème de Bertot et Clapeyron, abstraction faite de la charge permanente que nous avons étudiée à part ; il faudra dans les formules prendre $p_1 = 2{,}000$, avec $p_2 p_3 p_4$ nuls, et les trois équations suivantes se présenteront pour fournir les valeurs Y, Y′, Y″ des moments fléchissants sur les appuis :

$$2Y(40+50) + Y'50 = -\frac{1}{4}p_1 l_1^3 = -\frac{1}{4}2000.40^3$$
$$Y50 + 2Y'(50+50) + Y''50 = 0$$
$$Y'50 + 2Y''(50+40) = 0$$

De ces trois équations on déduit :

$$Y = -192110 \quad Y' = 51610 \quad Y'' = -14335$$

Comme tout à l'heure, la formule (2) nous donnera les valeurs du moment fléchissant aux divers points de chaque travée.

1re Travée. $X_{m-1} = 0, \quad X_m = -192110, \quad l_m = 40, \quad p_m = 2000,$

avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X_x = 35197x - 1000x^2;$$

elle représente une parabole dont l'ordonnée s'annule pour $x = 0$, et pour $x = 35^m,19$; la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant positif maximum, correspond au point

$$x = \frac{35,19}{2} = 17^m,6, \text{ et alors } X_x = 299707.$$

Ces résultats nous suffisent pour tracer la parabole qu'on voit sur la figure 5_1, planche I.

2e travée. $X_{m-1} = -192110, \quad X_m = 51610, \quad l_m = 50, \quad p_m = 0.$

Avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X = -192110 + x4876.$$

C'est-à-dire une ligne droite qui coupe l'axe des x au point $39^m,90$; elle est bien facile à tracer puisqu'il suffit de joindre les extrémités des moments Y et Y′.

3me *travée*. La courbe représentative des moments est encore la ligne droite qui joint les extrémités des deux moments sur les points d'appui, Y′ et Y″. — Il est inutile d'en écrire l'équation.

4me *travée*. La courbe des moments est la droite qui joint l'extrémité de Y″ à l'origine de la poutre.

Voici donc construites toutes les courbes des moments fléchissants produits par la surcharge de la première travée.

Les courbes produites par la surcharge de la quatrième travée sont égales aux précédentes, mais placées en ordre inverse, comme le montre la figure 5_1.

Deuxième combinaison. Surcharge sur la seconde travée — La surcharge est de 2,000 kilogr. Appliquons encore le théorème de Bertot et Clapeyron, abstraction faite de la charge permanente que nous avons étudiée à part ; il faudra dans les formules prendre p_1, p_3, p_4 nuls et $p_2 = 2{,}000$; les trois équations suivantes se présenteront pour fournir les valeurs Z,Z′,Z″ des moments fléchissants sur les appuis :

$$18Z + 5Z' = -50^4$$
$$Z + 4Z' + Z'' = -10.50^3$$
$$5Z' + 18Z'' = 0$$

De ces trois équations, on déduit :

$$Z = -274360, \quad Z' = -262097, \quad Z'' = 72860.$$

Comme tout à l'heure, la formule (2) nous donnera la valeur du moment fléchissant aux divers points de chaque travée.

1re *travée*. — C'est la droite qui joint l'extrémité de la poutre à l'extrémité du moment négatif Z.

2e TRAVÉE. $X_{n-1} = -274360, \quad X_n = -262097, \quad l_n = 50, \quad p_n = 2000,$

avec ces données numériques, la formule (2) devient après réduction :

$$X_x = -1000x^2 + 50245x - 274360,$$

elle représente une parabole dont l'ordonnée s'annule pour

$$x_1 = 6^m{,}23 \quad \text{et} \quad x_2 = 44^m{,}01 ;$$

la tangente horizontale, c'est-à-dire le moment fléchissant maximum, correspond au point $x = 25^m{,}12$ et alors le moment fléchissant est égal à 356,640.

Ces résultats nous suffisent pour tracer la parabole indiquée sur la figure 5_1.

3me *travée*. La courbe représentative des moments est la droite qui joint l'extrémité du moment Z′ à celle du moment Z″.

4me *travée*. La courbe représentative des moments est la droite qui joint l'extrémité du moment Z″ à l'origine de la poutre.

Voici donc construites toutes les courbes des moments fléchissants produits par la surcharge de la seconde travée.

Les courbes produites par la surcharge de la 3me travée sont égales aux précédentes mais placées en ordre inverse comme le montre la figure 5_1.

Vérification importante. — Les lignes droites qui joignent Z et Z′, Z′ et Z″ rencontrent l'axe horizontal aux mêmes points (*a* et *b*) que les droites qui joignent Y et Y′, Y′ et Y″. — On peut le vérifier sur l'épure.

C'est une relation générale, qui est vraie quel que soit le nombre des travées; elle est démontrée par M. Bresse. Nous nous contenterons de l'indiquer, et le lecteur devra se la rappeler pour contrôler les résultats des calculs.

Recherche des moments fléchissants maximums, positifs et négatifs, produits par la surcharge. — La figure 5_1 de la planche I, donne en chaque point le moment fléchissant produit par la surcharge d'une travée quelconque; ce qui fait, en chaque point quatre moments distincts. Chacun d'eux se produit séparément lorsqu'on surcharge uniquement la travée à laquelle il se rapporte; mais, lorsqu'on surcharge plus d'une travée à la fois, il y a deux, trois ou quatre moments coexistants.

Le moment qui en résulte est leur somme algébrique.

Parmi les moments élémentaires, les uns sont positifs, les autres négatifs, de sorte que le moment fléchissant maximum ne correspond pas au cas où toutes les travées sont chargées simultanément.

En chaque point, la surcharge peut produire deux moments maximums :

L'un, positif, qui est la somme des moments élémentaires positifs,
L'autre, négatif, qui est la somme — — négatifs,

Ainsi à l'aplomb du premier appui 1, on trouve que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la 3me travée seule est surchargée et il est égal à 72860; quant au moment fléchissant maximum négatif, il se produit lorsque la première, la deuxième et la quatrième travée sont surchargées, la troisième restant libre et ce maximum est égal en valeur absolue à

$$14335 + 192110 + 274360$$

Si l'on prend maintenant le point coté 25m,12 dans la seconde travée, on reconnaît que le moment fléchissant maximum positif se produit lorsque la deuxième et la quatrième travée sont seules surchargées.

On conçoit donc sans peine comment, en cumulant simplement des ordonnées nous avons pu construire en quelques instants les deux courbes de la figure 5_2, donnant en chaque point l'une les moments fléchissants maximums positifs, l'autre les moments fléchissants maximums négatifs dus à la surcharge. Ces courbes, obtenues par l'addition d'ordonnées de lignes droites avec des ordonnées de lignes droites ou de paraboles, se composent d'arcs paraboliques et de lignes droites, et les points de passage sont faciles à déterminer; ils sont du reste indiqués sur l'épure.

Recherche du moment fléchissant maximum total en chaque point. — Pour trouver le moment fléchissant maximum total en chaque point, il faut combiner la charge permanente et la surcharge, c'est-à-dire les résultats de la figure 5 avec ceux de la figure 5_2.

Nous connaissons en un point : 1° le moment fléchissant X dû à la charge permanente; 2° le moment maximum positif X' que la surcharge est capable de produire; 3° le moment maximum négatif X'' que la surcharge est capable de produire.

Le moment X existe toujours ; mais on peut le combiner soit avec X' soit avec X''; on fera donc les sommes algébriques $(X + X')$ et $(X + X'')$ et la plus grande de ces deux sommes en valeur absolue représentera le plus grand moment que soit susceptible de produire la charge permanente agissant simultanément avec toutes les combinaisons imaginables de surcharge.

Par une opération géométrique des plus simples consistant à ajouter ou à retrancher deux longueurs, on construira donc immédiatement le moment maximum total en chaque point, et, comme l'intensité des efforts qui résultent de l'action d'un moment fléchissant sur une section de la poutre est indépendante du signe de ce moment, on peut se dispenser de tenir compte du signe du moment maximum total ; on le prend seulement en valeur absolue ; en chaque point de l'axe horizontal on élève une ordonnée mesurant ce moment et on construit ainsi la courbe de la figure 5_2.

Il y a donc un choix à faire entre les deux sommes $(X + X')$ et $(X + X'')$ et cela entraîne un certain tâtonnement : l'indécision cesse, grâce à une remarque présentée par M. Bresse ;

« La limite en valeur absolue des moments de flexion, pour un point quelconque de la poutre, est égale à la somme des valeurs absolues que prennent en ce point : 1° le moment de flexion X produit par la charge permanente, 2° celui des deux moments limites X', X'', dont le signe est le même que celui du moment X. »

Cette proposition se démontre comme il suit :

En un point de la poutre, la surcharge d'un certain nombre de travées produit des moments positifs, et la surcharge de toutes les autres travées produit des moments négatifs. L'une de ces surcharges est complémentaire de l'autre, c'est-à-dire que, si on les suppose coexistantes, toutes les travées se trouvent surchargées simultanément. Cela est évident.

Le moment fléchissant produit par la surcharge générale, est la somme algébrique des moments fléchissants produits par deux surcharges complémentaires.

D'un autre côté, tous les moments fléchissants varient proportionnellement à la valeur p de la charge ou surcharge uniforme par mètre courant.

D'après cela, désignons par p la charge permanente et par p' la surcharge ; la somme $X' + X''$ des moments dûs à deux combinaisons complémentaires de surcharge sera égale au moment X dû à la charge permanente, pourvu que l'on multiplie ce moment par le rapport $\frac{p'}{p}$. D'où la relation :

$$(1) \qquad X = (X' + X'')\frac{p}{p'}.$$

Ainsi, la connaissance de la courbe de la figure 5 se déduirait immédiatement de la connaissance des deux courbes de la figure 5_1 en multipliant la somme algébrique de leurs deux ordonnées par le rapport $\frac{p}{p'}$. Ou, d'une manière générale, l'une quelconque des trois courbes peut se déduire de la connaissance des deux autres ; dans la pratique, il vaut mieux les construire toutes les trois directement et se servir de la relation précédente pour procéder à des vérifications.

Quant à la courbe (figure 5_2) du moment maximum total, elle s'obtient, comme nous l'avons vu en prenant en chaque point comme ordonnée la plus grande des deux sommes $(X + X')(X + X'')$.

Mais de la relation (1) on déduit :

$$(2) \qquad X + X' = X' + (X' + X'')\frac{p}{p'}$$

$$(3) \qquad X + X'' = X'' + (X' + X'')\frac{p}{p'}$$

La somme $X' + X''$ prend le signe de X' ou celui de X'', suivant que le premier de ces moments l'emporte sur l'autre en valeur absolue ou lui est inférieur. Donc si X' dépasse X'' abstraction faite du signe, $X + X'$ l'emportera de même sur $X + X''$, car dans la somme (2) les deux termes ont même signe et sont l'un égal l'autre supérieur aux deux termes de la somme (3), lesquels sont en outre de signes contraires.

Le même raisonnement montre que, si X'' dépasse X' en valeur absolue, $X + X''$ l'emportera sur $X + X'$.

Donc, la proposition que nous avons énoncée se trouve démontrée.

Ainsi la construction de la courbe du moment total est bien facile : prenons par exemple la première travée :

Depuis zéro jusqu'à 29^m,8 (figure 5), le moment fléchissant de la charge permanente est positif, il faudra donc ajouter les ordonnées qui le représentent à celles de la courbe supérieure de la figure 5_2; depuis 29^m,8 jusqu'à 40 mètres, c'est-à-dire sur tout le reste de la travée, le moment fléchissant de la charge permanente est négatif, il faudra donc ajouter les ordonnées qui le représentent à celles de la courbe inférieure de la figure 5_2.

On opérera de même pour les autres travées; c'est aux points où la courbe de la charge permanente rencontre l'axe horizontal que correspondent les points de rebroussement que l'on remarque dans la courbe du moment fléchissant total, figure 5_3.

Distribution des tôles. — La courbe de la figure 5_3, donnant en chaque point le moment maximum total, est très-commode pour arrêter la distribution des tôles, ainsi que nous l'avons déjà fait pour une poutre à une seule travée.

Il est admis que, pour une bonne répartition du métal, la hauteur d'une poutre doit être comprise entre $\frac{1}{10}$ et $\frac{1}{12}$ de sa portée.

Dans l'exemple que nous avons choisi, nous pouvons donc prendre une poutre de 4 mètres de hauteur (figure 5_4).

Cette poutre, composée en double T, aura une âme en treillis métallique, qu'embrasseront en haut et en bas deux cornières de $\frac{120.120}{10}$ (cette notation indique des cornières dont une branche a 0^m,12, l'autre 0^m,12 et dont l'épaisseur est 0^m,01). Sur les deux cornières accolées sont rivées des feuilles de tôle horizontales de 0^m,40 de largeur et de 0^m,012 d'épaisseur; le nombre des feuilles de tôle qu'on superpose est variable suivant le moment total qui s'exerce dans chaque section de la poutre.

Il s'agit de calculer le moment d'inertie des diverses portions d'une poutre ainsi composée :

D'abord, on ne tient pas compte de la résistance de l'âme, que l'on considère comme destinée surtout à empêcher le flambage de la poutre c'est-à-dire le rapprochement des semelles, haute et basse.

Pour compenser cette erreur, on admet d'ordinaire que la section tout entière des cornières est située à une distance de l'axe neutre égale à la moitié de la hauteur de la poutre.

Ici la surface de la section d'une cornière est de.	0,0023
Et la surface des quatre cornières.	0,0092
Leur moment d'inertie est égal à cette surface multipliée par $\left(\frac{4}{2}\right)^2$ ou à	0,0368.
La surface d'une feuille de tôle de 0^m,40 sur 0^m,012 est de.	0,0048
Et pour deux feuilles symétriques.	0,0096
Le moment d'inertie de ce couple de deux feuilles est donc. . . .	0,0384

Admettant que le fer travaille à 6 kilogrammes par millimètre carré et prenant la formule connue

$$R=\frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle on fait

$$R=6.10^6, \quad \frac{h}{2}=2^m,$$

et I égal au moment d'inertie des 4 cornières ou d'une double feuille de tôle, on trouve que les quatre cornières sont capables d'équilibrer par leur résistance moléculaire un moment fléchissant de 110400, et qu'une double feuille de tôle est capable d'équilibrer un moment de 115200.

Sur la figure 5_3 prenons à l'échelle une ordonnée égale à 110400, et prolongeons la successivement de longueurs égales à 115200 jusqu'à ce que nous ayons dépassé le plus haut sommet de la courbe. Menons les horizontales aux extrémités de ces ordonnées successives; nous trouvons qu'il faut sept feuilles de tôle à la semelle; il en faudrait même huit parce que le plus haut sommet de la courbe dépasse un peu la septième feuille, mais on peut se contenter de sept, parce que le plus haut sommet est à l'aplomb d'une pile, c'est-à-dire en un endroit où l'on doit remplacer l'âme en treillis par une âme pleine.

Si l'on faisait régner les cornières et les sept feuilles sur toute la longueur de la poutre, on serait bien assuré de la résistance; mais en beaucoup d'endroits on aurait un excédant de métal. Il suffit pour la sécurité que le moment de la résistance moléculaire de la tôle en chaque point soit un peu supérieur au moment total que les forces extérieures sont susceptibles de produire.

Ce qui revient à dire que, théoriquement, le diagramme des moments fléchissants qu'on peut demander au métal, doit envelopper la courbe du moment total en s'en rapprochant le plus possible.

On pourra donc interrompre une ou plusieurs feuilles de tôle là où leur présence n'est pas nécessaire et on réalisera de la sorte une économie notable.

L'aspect seul de la figure 5_3 fait nettement comprendre cette méthode :

Les quatres cornières règnent nécessairement sur toute la longueur,

La première feuille de tôle règne aussi sur toute la longueur,

La deuxième feuille est interrompue par des intervalles vides de 2 et de 3 mètres (dans la pratique on ne les ménagerait sans doute pas).

La troisième feuille est interrompue par des intervalles vides de 5 et 6 mètres.

La quatrième par des intervalles de 7, de 10 et 11 mètres.

La cinquième feuille ne règne plus que sur 10 mètres de largeur à l'aplomb des trois piles, la sixième feuille sur 7 mètres, et la septième feuille sur 5 mètres seulement.

Nous ne donnons qu'un exemple théorique ; dans la pratique, le nombre des feuilles de tôle serait trop élevé; on le réduirait en portant la hauteur de la poutre à 5 mètres, en augmentant un peu les dimensions des cornières et portant la largeur des semelles à $0^m,50$.

Nous espérons que le lecteur, en suivant exactement la méthode que nous venons d'exposer en quelques pages, pourra calculer assez rapidement les dimensions d'une poutre à un nombre quelconque de travées solidaires.

Poutre à deux travées solidaires. La poutre à deux travées solidaires se rencontre assez fréquemment dans la pratique. Les formules se simplifient, et l'équation de Bertot et Clapeyron ne renferme plus que le moment fléchissant

sur la pile, puisque les moments fléchissants sur les culées sont nuls. Le lecteur traitera facilement ce cas simple en suivant la marche générale; nous l'engageons du reste à s'exercer sur quelques exemples : il verra que le problème, en apparence compliqué, peut être assez rapidement résolu en combinant, comme nous l'avons fait, le calcul et le procédé graphique.

Effort tranchant. Dans l'exemple que nous avons donné, nous ne nous sommes pas occupé de l'effort tranchant. Cet effort, variable d'une section à l'autre, ne dépasse pas les $\frac{5}{8}$ du poids total d'une travée, c'est-à-dire qu'il ne dépasse pas $(\frac{5}{8}.50.4000) = 125000$ kilogrammes.

Or la section des quatre cornières et de la première feuille de tôle, qui règnent sur toute la longueur, est de 18800 millimètres carrés; chaque millimètre carré peut travailler à 6 kilogrammes. C'est donc déjà une résistance de 112800 kilogrammes; la section de l'âme fournira bien au delà du complément.

Ainsi que nous l'avons dit après M. Bresse, la considération de l'effort tranchant est secondaire, et la nécessité de s'opposer au flambage des poutres force à donner à l'âme une rigidité telle qu'elle ne peut manquer de résister à l'effort tranchant.

Cependant, il est toujours facile de construire la courbe du moment tranchant maximum en chaque point : en effet, à chacune des courbes des moments fléchissants que nous avons tracées, correspond une courbe des efforts tranchants; l'effort tranchant est le dérivé du moment fléchissant.

Donc si le moment fléchissant résulte de l'équation

$$X = f(x),$$

l'effort tranchant résultera de $T = f'(x)$.

Comme la fonction $f(x)$ est une parabole ou une ligne droite, la courbe représentative de l'effort tranchant $f'(x)$ sera une droite inclinée sur l'axe de la poutre ou parallèle à cet axe. Dans les deux cas, la courbe est donc très-facile à construire.

On suivra une marche identique à celle que nous avons adoptée pour les moments fléchissants : 1° on fera la courbe des efforts tranchants dus à la charge permanente; 2° on tracera les courbes des efforts tranchants lorsque les travées sont chargées sucessivement; 3° puis les courbes des efforts tranchants maximums positifs et négatifs; 4° et enfin la courbe de l'effort tranchant maximum total en combinant 1° et 3° comme nous l'avons fait pour les moments.

Il est inutile pour nous d'insister sur cette opération.

CALCUL DES ARCS MÉTALLIQUES.

On tend à se servir de plus en plus des arcs métalliques pour supporter le tablier des ponts de grande ouverture.

La théorie de la résistance d'un arc métallique est assez compliquée, et il faut prendre comme point de départ des hypothèses plus ou moins admissibles; nous avons vu, en parlant des voûtes en ciment considérées comme monolithes à quelles difficultés on se heurte dès les premiers pas.

Ces difficultés ont été vaincues en grande partie, et le lecteur trouvera dans le traité de M. Bresse une théorie complète de la résistance des arcs métalliques.

Cette théorie ne saurait trouver place ici, et nous nous contenterons de donner, avec quelques commentaires, les formules simplifiées.

S'appuyant sur le travail de M. Bresse, M. Albaret a inséré dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1861 (deuxième semestre), un Mémoire sur le calcul des arcs métalliques à section constante et à section variable, soumis à des charges uniformément réparties suivant l'horizontale.

Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1862 (deuxième semestre), M. Albaret présente un Mémoire sur le calcul des arcs métalliques dans le cas des grandes surcharges, et dans le même volume M. l'ingénieur Darcel traite divers problèmes relatifs aux arcs et fermes métalliques surbaissés. M. Darcel revient sur la même question dans le premier semestre des *Annales des ponts et chaussées* de 1865. Enfin, on trouve dans le numéro de décembre 1870 des *Annales des ponts et chaussées*, une nouvelle étude de M. Albaret sur les ponts métalliques en arcs surbaissés.

Calcul approché de la poussée à la clef et de la tension aux naissances. Un arc métallique et un arc en maçonnerie ne diffèrent l'un de l'autre que sous le rapport de l'élasticité de la matière, et les mêmes formules leur seraient applicables.

Nous avons vu, en traitant des voûtes, que Navier, considérant la charge comme appliquée normalement à l'intrados, était arrivé à la formule simple :

$$T = \rho F, \tag{1}$$

dans laquelle T représente la pression qui s'exerce normalement à la section transversale considérée, ρ est le rayon de courbure de l'intrados au point où la section transversale le rencontre, F est la charge qui agit sur l'arc normalement à l'intrados par mètre courant.

Avec l'hypothèse de Navier, en admettant que la charge normale F soit à peu près constante, ce qui ne s'écarte guère de la vérité pour des arcs surbaissés, si l'on veut que la pression normale qui règne en une section quelconque soit constante, il faudra que le rayon de courbure ρ soit constant, c'est-à-dire que l'arc soit profilé suivant un arc de cercle.

La formule (1) peut suffire à la rigueur pour déterminer la section de l'arc. Exemple :

Soit $\rho = 60$ mètres, $F = 5000$ kilogrammes,
l'équation donne : $T = 300000$ kilogrammes.

Étant admis que la fonte ne doit travailler par compression qu'à 5 kilogrammes par millimètre carré, il en résulte pour l'arc supposé en fonte une section de

60000 millimètres carrés ou de $0^{m.q.},06$,

qui pourrait s'obtenir par un rectangle de 2 mètres sur $0^{m},03$. Mais la forme de section rectangulaire n'est pas usuelle et on a recours au double et souvent au triple T, comme nous le verrons par les exemples ultérieurs.

Le général Morin a donné d'autres formules pour déterminer la poussée à la clef et la pression sur la section des naissances. On admet toujours qu'il n'y a que des pressions dans toute l'étendue de l'arc surbaissé, mais la pression est variable d'une section à l'autre et va croissant de la clef aux naissances.

Soit *ab*, figure 6, pl. II, la fibre centrale de l'arc ; c'est, relativement, une

petite portion d'une circonférence de grand rayon, et par suite on peut admettre qu'elle diffère peu d'une parabole à axe vertical. Les pressions normales aux sections extrêmes, c'est-à-dire tangentes en *a* et *b* à l'arc de parabole, rencontrent l'axe de cette parabole en *d* et le sommet *c* partage la sous-tangente *ed* en deux parties égales. Donc

$$ed = 2f.$$

Si l'on appelle Q la poussée horizontale de l'arc, P la charge et surcharge totales appliquées à une moitié de l'arc, et T la pression qui s'exerce sur la section des naissances, cette pression T est la résultante de la poussée Q et du poids P. D'un autre côté, le triangle TPQ est semblable au triangle *acd* et l'on a

$$(1) \qquad Q = P\frac{l}{2f},$$

ce qui détermine la poussée horizontale Q.

Quant à la pression T, elle résulte de l'équation

$$T = \sqrt{P^2 + Q^2} = P\sqrt{1 + \frac{l^2}{4f^2}}$$

Formules données par M. Bresse. 1° Calcul de la poussée horizontale Q. La fibre moyenne de la pièce courbe donnée est un arc de cercle situé dans un plan vertical ; les forces qui lui sont appliquées sont des poids contenus dans ce plan.

La pièce courbe repose aux naissances sur deux appuis placés au même niveau, et l'on admet que ces appuis sont assez massifs pour équilibrer au moins la poussée horizontale de l'arc, de manière à rendre invariable la corde de cet arc.

C'est cette condition d'invariabilité de la longueur de la corde qui permet d'établir les équations d'équilibre.

Poussée due à un poids isolé (fig. 7, pl. II). Adoptant les notations de M. Bresse, nous désignons par :

($2a$) la corde AB de l'arc , f sa flèche , ρ le rayon du cercle de la fibre moyenne ;

α l'angle fait par le rayon correspondant à un point D quelconque avec l'axe vertical des y;

φ le demi-angle au centre de l'arc, c'est la valeur limite de α ;

θ la valeur particulière de α qui correspond au point C auquel est appliqué un poids Π ;

Les réactions verticales T et T' des appuis sont toujours faciles à déterminer en décomposant le poids Π dans le rapport inverse de ses distances aux appuis.

Il doit y avoir équilibre entre ce poids et les réactions T et Q, T' et Q' des appuis, abstraction faite du poids spécial de la poutre; en appliquant le théorème des projections, on trouve sur l'horizontale la relation

$$Q - Q' = 0,$$

c'est-à-dire que la poussée est la même sur chaque appui. Il suffit donc de déterminer Q.

$$(1) \qquad Q=\Pi\frac{A}{B}\left(\frac{1-\lambda\frac{r^2}{a^2}}{1+\lambda'\frac{r^2}{a^2}}\right).$$

Cette poussée horizontale est donnée par la formule :

dans laquelle: $A=\frac{1}{2}(\sin^2\varphi-\sin^2\theta)+\cos\varphi(\cos\theta+\theta\sin\theta-\cos\varphi-\varphi\sin\varphi)$

$B=\varphi+2\varphi\cos^2\varphi-3\sin\varphi\cos\varphi$

r est le rayon de gyration de la section de l'arc, c'est-à-dire le quotient du moment d'inertie de cette section par son aire ; le moment d'inertie étant pris toujours par rapport à l'horizontale passant par la fibre moyenne, c'est-à-dire par le centre de gravité de la section ;les coefficients λ et λ' résultent des équations :

$$\lambda=\frac{\sin^2\varphi(\sin^2\varphi-\sin^2\theta)}{2A} \qquad \lambda'=\frac{\sin^2\varphi(\varphi+\sin\varphi\cos\varphi)}{B}$$

Si l'on remarque que r est inférieur à la demi-hauteur de la pièce courbe, on reconnaît que le rapport $\left(\frac{r}{a}\right)$ est très-petit ; ainsi

Au viaduc de Tarascon, le rapport $\left(\frac{r^2}{a^2}\right)$ est égal à. . . .	0,000334
Au pont du Carrousel.	0,000106
Au viaduc de Nevers.	0,000356

Donc, on pourrait, à la rigueur, admettre pour la valeur de Q l'égalité

$$(2) \qquad Q=\Pi\frac{A}{B},$$

et M. Bresse donne à la fin de son traité des tables d'où l'on déduit immédiatement le rapport $\left(\frac{A}{B}\right)$.

A défaut de ces tables, on peut à la rigueur calculer directement les quantités A et B en se servant d'une table de logarithmes, et mieux encore de la table des sinus et cosinus naturels.

Si on cherche à faire subir à la formule (2) les corrections relatives à λ et λ', on reconnaît que le maximum absolu de λ est égal au nombre 3 ; si on se reporte aux valeurs données plus haut pour $\frac{r^2}{a^2}$, on voit immédiatement qu'en supprimant le terme en λ on commettra une erreur qui, dans la pratique, n'atteindra jamais 0,001 ; ainsi, il n'y a pas besoin de s'occuper du terme en λ,

Quant à la correction relative à λ', elle peut prendre une valeur notable ; M. Bresse démontre que l'on peut sans erreur sensible admettre la relation

$$(3) \qquad \frac{1}{1+\lambda'\frac{r^2}{a^2}}=\frac{1}{1+\frac{15r^2}{8f^2}};$$

le terme correctif est alors indépendant de θ dans un arc à section constante.

La correction relative à λ est, avons-nous dit, assez importante : en effet, avec un arc surbaissé au $\frac{1}{21}$, ce qui correspond à

$$\frac{2\varphi}{\pi}=0{,}12,$$

le terme correctif que fournit l'équation (3) est à peu près égal à $\frac{2}{3}$; en se servant de la formule (2) pour déterminer la poussée Q dans ce cas, on commettrait donc une erreur de 33 pour 100. Un tel surbaissement n'est guère usité dans la pratique; si l'on prend un surbaissement de $\frac{1}{12}$ ou de $\frac{1}{8}$ avec un rapport

$$\frac{r^2}{a^2}=0{,}001,$$

on ne trouve plus pour la valeur du terme correctif (3) que les nombres $\frac{1}{1{,}07}$ et $\frac{1}{1{,}03}$.

Dans tous les cas, il sera prudent de calculer ce terme correctif (3) pour reconnaître s'il y a lieu d'en tenir compte.

2° *Poussée due à une dilatation.* L'arc étant posé sur ses appuis et calé de telle sorte que la corde ne puisse augmenter de longueur, les variations de température qui tendent à allonger ou à raccourcir la fibre neutre, ont une grande influence sur la valeur de la poussée.

Ainsi une dilatation totale égale à τ, par mètre courant de longueur, développe une poussée que permet de calculer la formule :

$$(4)\qquad Q=\tau e.\frac{r^2}{a^2}.\frac{F}{1+\lambda'\frac{r^2}{a^2}},$$

formule dans laquelle,

(e) est le ressort longitudinal de l'arc, c'est-à-dire $\Sigma E.\omega$, ou tout simplement $E\Omega$, produit du coefficient d'élasticité par l'aire de la section transversale;

τ est la dilatation totale que l'arc peut subir par mètre courant ; d'après Dulong et Petit, le coefficient de dilatation du fer est de 0,000011831; la pose de l'arc étant faite à la température moyenne, soit à 15°, la variation totale de la température après le calage ne dépassera guère 25°, d'où résulte une dilatation totale maxima de 25 fois le coefficient de dilatation, soit de 0,0003; M. Bresse admet même pour la valeur de τ à substituer dans la formule (4) le nombre 0,0004 ;

λ' est le coefficient dont nous avons donné la valeur approchée au paragraphe précédent,

F est déterminé par la formule

$$F=\frac{2\sin^3\varphi}{\varphi+2\varphi\cos^2\varphi-3\sin\varphi\cos\varphi}.$$

Au lieu de la formule (4), on peut se contenter de la formule

$$(5)\qquad Q=\frac{\tau e r^2}{r^2+\frac{8}{15}f^2},$$

dans laquelle les lettres ont les significations précédemment définies.

Lorsque le rapport $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,12 à 0,40, l'erreur relative en trop que l'on commet en substituant la formule (5) à la formule (4) varie de 0,004 à 0,06; pour $\varphi = \frac{\pi}{4}$, l'erreur relative est 0,09; puis elle croît rapidement, et pour le plein cintre elle atteint 0,46.

Dans les cas ordinaires, on pourra donc employer la formule (5) qui, du reste donne toujours un résultat trop fort; mais dès que l'angle (2φ) dépassera 90°, on commencera à commettre une erreur considérable et il faudra revenir à la formule (4).

3° *Poussée horizontale produite par une charge uniformément répartie suivant l'arc ou suivant la corde.*

En désignant par p la charge qui agit par mètre courant de l'arc ou de la corde, la charge totale sera

$$p.2\rho\varphi \quad \text{ou} \quad p.2a,$$

et la poussée horizontale sera donnée par les formules :

$$(6) \qquad Q = p\rho\varphi \frac{a}{2f}\left(\frac{1-\frac{3f^2}{7a^2}}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

dans le cas de la répartition uniforme suivant l'arc, et

$$(7) \qquad Q = \frac{pa^2}{2f}\left(\frac{1-\frac{f^2}{7a^2}}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

dans le cas de la répartition uniforme suivant la corde.

Le rapport des deux poussées est peu différent dans les arcs surbaissés; il varie de 0,997 à 0,953 lorsque $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,12 à 0,50; et de 0,953 à 0,75 lorsque $\frac{2\varphi}{\pi}$ varie de 0,50 à 1.

Dans les cas usuels, on pourra donc se contenter de la répartition uniforme suivant la corde et adopter la valeur de la poussée fournie par la formule (7).

« C'est avec raison, dit M. Bresse, qu'on regarde habituellement le poids propre de l'arc comme devant s'ajouter au poids du tablier, au poids d'épreuve, etc..., pour donner un poids total, par mètre courant de corde, sur lequel on base le calcul de la poussée. Il n'y aurait d'intérêt à faire la distinction que dans certains problèmes où beaucoup de précision serait nécessaire, et où le poids propre de l'arc serait comparable à ceux qu'il supporte. »

2° **Calcul de la flèche.** — La variation de flèche produite par un poids uniformément réparti sur la longueur de la corde, à raison de p kilogrammes pa mètre courant, s'obtient par la formule,

$$(8) \qquad -\Delta f = 1,56 \frac{p\rho^2}{e\left(1+\frac{15r^2}{8f^2}\right)}\left(1+0,0122\frac{f^4}{a^2r^2}\right)$$

ou même, tout simplement, par la formule approchée

$$(9) \qquad -\Delta f = \frac{3}{2} \cdot \frac{p\rho^2}{e}.$$

Quant à la variation de flèche produite par une variation de température capable de déterminer une dilatation totale τ par mètre courant, on l'obtient par l'équation simple

$$(10) \qquad \Delta f = 1{,}56\,\tau.\rho.$$

3° **Pression maxima produite par un poids uniformément réparti suivant la corde.** — Ce poids uniformément réparti suivant la corde comprend, non-seulement la surcharge d'épreuve, mais encore la charge permanente (poids de l'arc et du tablier); ce poids s'évalue approximativement, d'après les exemples connus; on en prend le total que l'on divise par la longueur de la corde afin d'obtenir un poids par mètre courant.

La matière de l'arc est supposée homogène, ce qui est assez difficile à obtenir avec la fonte; nous admettrons, en outre, que la fibre moyenne est au milieu de la hauteur h de la poutre, ce qui est vrai, d'ordinaire, parce qu'on donne à la section de l'arc une forme symétrique.

La lettre (u) désigne la distance qui sépare un point de la section transversale de l'axe de flexion, c'est-à-dire de l'horizontale passant par la fibre moyenne; le maximum de u est la demi-hauteur de l'arc $\frac{h}{2}$.

Pour mettre en équation la résistance de la pièce, il faut exprimer que les réactions moléculaires développées dans la section D font équilibre à toutes les forces extérieures auxquelles la pièce est soumise depuis cette section D jusqu'à l'extrémité B (fig. 8, pl. II).

Ces forces extérieures se composent :

1° De la poussée Q exercée de la culée sur l'arc;

2° De la réaction verticale (pa) de la culée sur l'arc;

3° Des poids répartis uniformément sur la longueur BH à raison de p kilogrammes par mètre courant.

Les réactions moléculaires qui se développent dans la section D peuvent, comme tout système de forces, être réduites à un couple X et à une force; supposons cette force connue et transformée en deux composantes : l'une, N, normale à la section, c'est-à-dire dirigée suivant la tangente à l'arc de cercle en D; l'autre, dirigée suivant la section même; cette dernière serait l'effort tranchant, mais on ne la considère point, car son influence disparaît en présence des autres, et ce n'est point par elle qu'on voit périr les pièces courbes.

Nous voulons donc trouver les valeurs de X et de N, ce qui sera facile au moyen du théorème des projections et du théorème des moments.

Le sens positif que nous adoptons pour N est de D vers la droite; le sens positif que nous adoptons pour les moments est celui de la rotation de Kx vers Ky.

La projection de Q sur la tangente est

$$-Q\cos\alpha,$$

la projection de la réaction verticale pa est

$$-pa\sin\alpha$$

la projection du poids uniforme p régnant sur BH est

$$p.\mathrm{BH}.\sin\alpha;$$

mais

$$\mathrm{BH}=\mathrm{BK}-\mathrm{KH}=a-\mathrm{GD}=a-\rho\sin\alpha.$$

On a donc, par les projections, l'équation

$$\text{(11)}\qquad \mathrm{N}=-\mathrm{Q}\cos\alpha-p\,\rho\sin^2\alpha.$$

Le moment de Q par rapport au point D est

$$-\mathrm{Q.DH}=-\mathrm{Q}(\mathrm{OG}-\mathrm{OK})=-\mathrm{Q}\rho(\cos\alpha-\cos\varphi)$$

Le moment de la réaction verticale (pa) est

$$pa.\mathrm{BH}=pa.(\mathrm{BK}-\mathrm{KH})=pa\,\rho(\sin\varphi-\sin\alpha)=p\rho^2\sin\varphi(\sin\varphi-\sin\alpha);$$

le moment des poids p répartis sur BH est

$$-p.\mathrm{BH}.\frac{\mathrm{BH}}{2}=-\frac{p}{2}\rho^2(\sin\varphi-\sin\alpha)^2,$$

en faisant la somme de ces trois moments, on trouve :

$$\text{(12)}\qquad \mathrm{X}=\frac{1}{2}p\,\rho^2(\sin^2\varphi-\sin^2\alpha)-\mathrm{Q}\,\rho(\cos\alpha-\cos\varphi)$$

La pression totale N répartie sur la surface Ω de la section de l'arc, donne par une unité de surface une pression

$$-\frac{\mathrm{N}}{\Omega}.$$

Quant au moment X, il produit d'un côté de la fibre neutre des compressions, et de l'autre des tensions; le maximum de ces efforts est sur la fibre la plus éloignée de l'axe, et ce maximum est égal, d'après la formule générale démontrée en tête de ce chapitre, à

$$\frac{\mathrm{X}h}{2\mathrm{I}},$$

la lettre I désignant le moment d'inertie de la section, par rapport à l'axe horizontal passant par la fibre neutre.

L'effort maximum total résulte donc de la somme

$$\text{(13)}\qquad -\frac{\mathrm{N}}{\Omega}\pm\frac{\mathrm{X}h}{2\mathrm{I}}=q;$$

à une extrémité de la section il faut faire $\frac{h}{2}$ positif et à l'autre négatif, de sorte que le second terme peut s'ajouter au premier ou s'en retrancher; comme c'est la valeur absolue de la tension qui seule nous inquiète, nous prendrons devant le second terme un signe tel que ce second terme s'ajoute au premier en valeur absolue.

Dans l'équation (13) —N est toujours positif, il faut donc prendre pour le second terme un signe tel que ce second terme soit positif, c'est-à-dire le signe + si X est positif et le signe — si X est négatif.

Pour être fixé, il s'agit d'étudier la variation du signe de X.

Nous avons vu par la formule (7) que Q peut se mettre sous la forme $n\,2pa$, n étant un coefficient numérique toujours facile à calculer; si l'on établit le moment X en donnant à Q cette valeur, ce moment peut s'écrire :

$$X = \frac{1}{2} p\rho^2 (\cos\alpha - \cos\varphi)\ (\cos\alpha + \cos\varphi - 4n \sin\varphi)$$

Cette expression s'annule pour

$$\alpha = \varphi, \quad \text{et pour} \quad \alpha = \alpha_1,$$

l'angle α_1 étant déterminé par la relation

$$\cos\alpha_1 = 4n \sin\varphi - \cos\varphi.$$

Mais pour que l'angle α_1 puisse intervenir dans la question, il faut d'abord qu'il soit réel, et ensuite qu'il soit inférieur à φ ; il est toujours réel, mais pour qu'il soit inférieur à φ, il faut que l'on ait la relation

$$n > \frac{1}{2} \text{cotang.}\, \varphi.$$

De là, deux cas à distinguer :

Premier cas : $n > \frac{1}{2}$ cotang φ. Le moment X s'annule en un point H correspondant à l'angle α_1 ; au-dessus de ce point, le moment est positif, au-dessous il est négatif et s'annule encore aux naissances (figure 9 planche II).

Le moment X n'est autre que le moment qui résulte du transport de la résultante des pressions N parallèlement à elle-même du centre des pressions en un point de la fibre neutre; d'après le sens défini pour la rotation des moments positifs, on voit que, si X est positif, la résultante des pressions et, par suite, le centre des pressions sont au-dessus de la fibre neutre. La courbe des pressions affecte donc la forme FHB, et elle coupe la fibre neutre en H et en B.

Depuis $\alpha = 0$ jusqu'à $\alpha = \alpha_1$, on devra prendre le signe + pour le second membre de l'expression (13); depuis $\alpha = \alpha_1$ jusqu'à $\alpha = \varphi$, on devra, au contraire, prendre le signe —.

Le demi-arc se divise donc en deux portions distinctes; nous appellerons q la pression dans une section transversale de la portion supérieure, et q' la pression dans une section transversale de la portion inférieure. Les quantités q et q' sont des fonctions de l'angle α qui, en développant l'équation (13), s'écrivent :

$$(14)\quad q = \frac{p\rho}{\Omega}\left[\left(-1 + \frac{\rho h}{4r^2}\right)\cos^2\alpha - \left(-1 + \frac{\rho h}{2r^2}\right) 2n \sin\varphi \cos\alpha + 1 + \frac{\rho h}{4r^2}\cos\varphi(4n\sin\varphi - \cos\varphi)\right]$$

$$(15)\quad q' = \frac{p\rho}{\Omega}\left[-\left(1 + \frac{\rho h}{4r^2}\right)\cos^2\alpha + \left(1 + \frac{\rho h}{2r^2}\right) 2n \sin\varphi \cos\alpha + 1 - \frac{\rho h}{4r^2}\cos\varphi(4n\sin\varphi - \cos\varphi)\right]$$

La question qui se présente actuellement est d'étudier la variation de ces deux pressions, lorsque α varie de 0 à α_1 pour la première et de α_1 à φ pour la seconde.

Si l'on adopte pour abscisses les valeurs successives de $\cos\alpha$ et pour ordon-

nées les valeurs correspondantes de q ou q', on construit deux courbes représentatives des pressions ; ces deux courbes sont des arcs de parabole à ordonnées positives ; la parabole q tourne sa concavité vers le haut et la seconde q' la tourne vers le bas, car le coefficient du terme $\cos^2 \alpha$ est positif dans la première équation et négatif dans la seconde.

Puisque la parabole q tourne sa concavité vers le haut, sa plus grande coordonnée et, par suite, la plus grande pression se produit, soit pour $\alpha = 0$, soit pour $\alpha = \alpha_1$; on calculera l'expression (14) dans les deux cas.

La parabole q' tournant sa concavité vers le bas, le maximum de l'ordonnée correspondra à la tangente horizontale si celle-ci existe entre α_1 et φ ; sinon, il correspondra à l'une des ordonnées extrêmes. La tangente horizontale s'obtient n égalant à zéro la dérivée de q', par rapport à $\cos\alpha$; l'équation en $\cos\alpha$ qui en résulte, a pour solution :

$$\cos\alpha_2 = n \sin\varphi \frac{1+\frac{ph}{2r^2}}{1+\frac{ph}{4r^2}}. \tag{16}$$

Mais cette valeur ne répond à la question que si α_2 est compris entre α_1 et φ, c'est-à-dire si l'on a à la fois :

$$(\cos\alpha_2 < \cos\alpha_1) \quad \text{et} \quad (\cos\alpha_2 > \cos\varphi ;$$

ces deux inégalités sont satisfaites pourvu que l'on ait :

$$n > \frac{1}{2}\,\text{cotang}\,\varphi \left(1 + \frac{2\sin\varphi}{2\sin\varphi + \frac{ah}{r^2}}\right).$$

Si cette relation est vérifiée le maximum de la pression q' a lieu pour $\alpha = \alpha_2$, et elle se calcule par la formule (15).

Si cette relation n'est pas vérifiée, c'est que la variation de q' est continue entre α_1 et φ ; on démontre alors que le maximum de (q') a lieu aux naissances et on l'obtient par la formule

$$q' = \frac{pa}{\Omega}(2n\cos\varphi + \sin\varphi) \tag{16}$$

Deuxième cas : $n < \frac{1}{2}$ cotang φ. Il n'y a plus qu'à considérer la formule (13), dans laquelle on donne au second terme le signe plus. La formule (14) donne la valeur de la pression en tous les points de l'arc, et son maximum correspond, soit à $\alpha = 0$, soit $\alpha = \varphi$; lorsqu'on fait $\alpha = \varphi$, la formule se simplifie et prend la forme (16). Les deux limites sont donc faciles à calculer.

Pression maxima due à la dilatation. — Cette pression maxima (q'') se produit au sommet de l'arc et a pour valeur

$$q'' = E\tau \left(\frac{r^2 + \frac{1}{2}hf}{r^2 + \frac{8}{15}f^2}\right). \tag{17}$$

Presque toujours r^2 sera petit, par rapport à (hf), de sorte qu'en admettant

comme égaux les deux coefficients $\frac{1}{2}$ et $\frac{8}{15}$, on pourra adopter la formule simple qui conviendra aux arcs dont le surbaissement ne sera pas trop faible.

$$(18)\qquad q'' = E\tau \frac{h}{f},$$

Observations pratiques. — De ses calculs et de ses formules, M. Bresse déduit quelques observations pratiques dont l'importance ne saurait être méconnue :

1° Si l'on construit une série d'arcs dont la section soit la même, ainsi que la charge totale et l'ouverture, l'arc le plus résistant sera celui dont le rapport entre l'angle au centre et la demi-circonférence sera de :

0,31	pour une valeur de $\frac{r^2}{a^2}$	égale à.. . .	0,0001
0,39	—	—	0,0003
0,43	—	—	0,0005
0,51	—	—	0,0010
0,53	—	—	0,0015

Cependant, il faut éviter un surbaissement excessif, si l'on ne veut pas que les variations de température engendrent une poussée relativement considérable.

2° Il est avantageux de diminuer autant que possible la hauteur, quand on peut le faire sans changer le moment d'inertie ; autrement dit, la hauteur restant fixe il est avantageux de réaliser le plus grand moment d'inertie possible.

3° Dans une section variable, lorsque la hauteur et le moment d'inertie augmentent, l'augmentation de hauteur entraîne une diminution de résistance, et l'augmentation du moment d'inertie entraîne un accroissement de résistance ; les deux effets se contrarient, et l'effet résultant est tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre.

Application du calcul à un arc en fonte du viaduc de Tarascon. — Chaque travée est soutenue par 8 arcs en fonte à section constante; cette section, qui n'est pas absolument symétrique est représentée par la figure 9 *bis* de la planche II.

La fibre moyenne de l'arc est un arc de cercle de $4^m,95$ de flèche et de 60 mètres de corde.

De cela résultent les données suivantes :

$$f = 4^m,95,\quad f^2 = 24,5025,\quad 2a = 60,\quad a = 30^m,\quad \rho = 93^m,354 \text{ (rayon de l'arc).}$$

$$\text{1/2 angle au centre}\qquad \varphi = 18°44'30'' = 0,3271,\quad \frac{2\varphi}{\pi} = 0,2082$$

$$\text{section transversale}\quad \Omega = 0^{m.q},1428,\quad \text{moment d'inertie de cette section}\quad I = 0,04296852,$$

$$\text{rayon de gyration}\quad r^2 = \frac{I}{\Omega} = 0,3009,\quad \frac{r^2}{a^2} = 0,000334,$$

La charge permanente est de 105 tonnes qu'on peut supposer uniformément réparties suivant la corde de l'arc ; quant à la charge d'épreuve, elle se trouve égale aussi à 105 tonnes. C'est en tout un poids de 210,000 kilogrammes uniformément réparti sur la corde, soit 3,500 kilogrammes par mètre courant et

$$p = 3500.$$

Calcul approché par les formules de Navier et du général Morin. — Nous avons vu que Navier, considérant toutes les forces comme appliquées

normalement à l'arc, obtenait la pression T normale à une section par la formule

$$T=\rho F$$

dans laquelle ρ est le rayon de courbure de la fibre moyenne et F la charge par mètre courant de l'arc.

Ici T = 326725 kilogrammes ce qui fait 2k,28 par millimètre carré.

Les formules du général Morin permettent de calculer l'intensité de la poussée à la clef Q et de la pression aux naissances T.

$$Q=pa\,\frac{a}{2f}=318150 \text{ kilog.}$$

$$T=pa\sqrt{1+\frac{a^2}{4f^2}}=332010 \text{ kilog.}$$

soit 2k,32 par millimètre carré.

Les deux formules donnent donc des résultats peu différents.

Calcul par les formules de M. Bresse. — La première chose à faire est de calculer la poussée sous l'influence d'une charge uniforme de 3500 kilogrammes par mètre courant.

Calcul de la poussée Q. — Cette poussée s'obtient par la formule (7).

$$Q=\frac{pa^2}{2f}\left(\frac{1-\frac{f^2}{7a^2}}{1+\frac{15r^2}{8f^2}}\right)$$

Substituant aux lettres leur valeur numérique, on trouve

$$Q=311500 \text{ kilog.}$$

Variation de flèche produite par la charge totale. — La variation de flèche s'obtient par la formule (9)

$$-\Delta f=\frac{3}{2}\,p\,\frac{\rho^2}{e}.$$

$\rho^2 = 8700$. La quantité e est le ressort longitudinal de la fonte, c'est-à-dire le produit E. Ω de la section de l'arc par son coefficient d'élasticité moyen.

Des expériences de MM. Desplaces et Collet-Meygret, Ingénieurs du viaduc de Tarascon, il résulte que le coefficient moyen d'élasticité de la fonte peut être pris égal

$$E=6.10^9$$

Substituant aux lettres leurs valeurs numériques, on trouve finalement :

$$-\Delta f=0{,}0533$$

Sous l'influence de la charge, l'abaissement du sommet de l'arc, c'est-à-dire la diminution de flèche atteindra donc 0m,054, dont la moitié pour la charge permanente et l'autre moitié pour la surcharge d'épreuve.

L'expérience directe a montré que sous l'influence d'une charge totale de 210 tonnes, l'abaissement était de 0m,06.

La différence est donc très-faible entre les résultats du calcul et ceux de l'expérience.

Variation de flèche produite par la température. — C'est la formule (10) qui la donne.

$$\Delta f = 1,56.\tau.\rho.$$

Si l'on ne considère qu'une variation de température d'un degré centigrade, il faudra faire $\tau = 0,0000111$; à cette quantité correspond une variation de flèche de $0^m,00162$.

Si l'arc passe de $-10°$ à $+40°$, c'est une augmentation de température de $50°$, et il en résulte une augmentation de flèche de $0^m,081$.

L'expérience directe a prouvé que le relèvement était de $0^m,00135$ par augmentation d'un degré centigrade.

On arrive à la même concordance pour d'autres ponts, de sorte qu'on peut avoir confiance en la formule employée.

Mais on conçoit bien que les expériences relatives à l'étude des dilatations sont assez difficiles ; la mesure de la variation des flèches ne peut se faire avec une grande précision ; elle est influencée par les vibrations et par le jeu des assemblages, et puis la température moyenne du métal peut différer notablement de la température extérieure; l'échauffement du métal n'est que progressif et les surfaces exposées aux rayons du soleil s'échauffent beaucoup plus que celles qui restent toujours à l'ombre.

Recherche de la pression maxima. Il faut d'abord trouver le coefficient n, qui se tire de l'équation

$$Q = n.2pa.$$

Cette équation donne $n = 1,483$.

Les tables des sinus naturels nous apprennent que

$$\text{cotang}\,\varphi = 2,95,$$

par suite

$$\frac{1}{2}\,\text{cotang}\,\varphi = 1,475.$$

On a donc la relation

$$n > \frac{1}{2}\,\text{cotang}\,\varphi,$$

et il faut appliquer les formules relatives au premier cas, étudié à la page 62.

Le moment X s'annule pour la section qui correspond à l'angle α_1 donné par l'équation

$$\cos\alpha_1 = 4n\sin\varphi - \cos\varphi,$$

or $\sin\varphi = 0,32116, \quad \cos\varphi = 0,94697, \quad \text{donc} \quad \cos\alpha_1 = 0,953.$

Depuis $(\alpha = 0)$ jusqu'à $(\alpha = \alpha_1)$, on déterminerait les pressions q par la formule (14); la parabole représentée par cette formule, tournant sa concavité vers le haut, son ordonnée maxima et par suite la pression maxima correspond à une des extrémités, c'est-à-dire à l'angle 0 ou à l'angle α_1.

De α_1 à φ la pression q' est donnée par la formule (15); cette formule représente une parabole qui tourne sa concavité vers le bas; le maximum de son

ordonnée correspond donc à la tangente horizontale qui se produit pour l'angle α_2 déterminé par la formule (16).

$$\cos\alpha_2 = n\sin\varphi \cdot \frac{1+\frac{ph}{2r^2}}{1+\frac{ch}{4r^2}}.$$

En calculant cos. α_2 on voit qu'il est égal à 0,9471.

Les trois valeurs des cosinus des angles α_1, α_2 et φ sont donc 0,953 0,9471 0,9469; c'est-à-dire que ces trois angles se confondent sensiblement, surtout les deux derniers.

Pour cette raison, on voit que le maximum des pressions se produit soit dans la section o, soit dans la section φ, et il suffit d'introduire la valeur o dans l'équation (14) et la valeur φ dans l'équation (15).

Pour ($\alpha = o$), si on remarque que

$$\rho\sin\varphi = a \quad \text{et que} \quad \frac{1-\cos\varphi}{\sin\varphi} = \operatorname{tang}\frac{1}{2}\varphi,$$

on trouve :

$$q_1 = \frac{pa}{\Omega}\left\{2n + \frac{ah}{4r^2}\left(1 - 4n\operatorname{tang}\frac{1}{2}\varphi\right)\right\}$$

tang $\frac{1}{2}\varphi = 0,165$, donc

$$q_1 = 2892750$$

ou 2^{kg}89 par millimètre carré.

pour ($\alpha = \varphi$), c'est la formule (16) qu'on emploie :

$$q' = \frac{pa}{\Omega}(2n\cos\varphi + \sin\varphi),$$

elle donne

$$q' = 2296350$$

ou 2^{kg},29 par millimètre carré.

Ainsi, d'après le calcul, la pression maxima a lieu à la clef et elle atteint 2^{kg},89 par millimètre carré.

Remarque sur la valeur de la pression maxima. Le résultat précédent suppose que la section est parfaitement homogène, ce qui pour la fonte n'existe guère dans la pratique; le coefficient d'élasticité n'est pas le même en tout point de la section, il est bien supérieur à la moyenne dans les parties où la fonte s'est refroidie le plus vite; c'est précisément aux extrémités que ce phénomène se produit et le coefficient d'élasticité E peut y être le double de sa valeur moyenne, soit 12.10^9 au lieu de 6.10^9, nombre que nous avons adopté dans le calcul.

Or le terme $\left(\frac{pa}{\Omega}\right)$ qu'on trouve en tête de la formule des pressions n'a pris cette forme que parce qu'on a implicitement supposé que le coefficient d'élasticité était constant; sinon, ce terme doit s'écrire $\left(\frac{paE_1}{E\Omega}\right)$, et comme E_1 atteint

le double de E, on voit que la valeur de la pression peut elle-même se trouver doublée.

On arriverait alors pour le pont de Tarascon à près de 6 kilogrammes de pression par millimètre carré aux extrémités de la section transversale de l'arc.

Pour les pièces épaisses, il est donc prudent de se tenir, pour la pression maxima résultant du calcul, notablement au-dessous de la limite théorique qu'on s'est imposée; pour les pièces minces, le défaut d'homogénéité est bien moins sensible.

Cependant, il convient de remarquer que les plus grandes pressions s'exercent seulement aux extrémités de la section, c'est-à-dire précisément aux points où la fonte s'est refroidie le plus vite et où elle a atteint par la trempe son maximum de dureté; l'inconvénient qu'il y aurait à dépasser la limite admise pour les pressions se trouve donc atténué.

Calcul de la pression due à une variation de température. C'est à la formule (18) qu'il faut recourir

$$q'' = \text{E}.\tau.\frac{h}{f}.$$

La hauteur h de l'arc est de $1^{m},70$; le coefficient de dilatation étant de 0,0000111 par degré centigrade, et le calage ayant été effectué à 10°, si la température monte à 50°, il en résultera une dilatation linéaire $\tau = 0{,}000444$.

Considérant les extrémités de la section, parce que c'est là que E atteint son maximum 12.10^{9}, on trouve : $q'' = 1827504$ ou $1^{kg},82$ par millimètre carré.

Ce calcul montre bien toute l'influence que la dilatation est capable d'exercer sur la variation des pressions.

Déterminer un arc devant résister à une charge donnée. Les calculs précédents ont été établis en vue de vérifier la stabilité d'un arc connu de forme et de dimensions.

Généralement, ce n'est pas ainsi que le problème se pose, et l'on a à déterminer la section d'un arc dont on connaît l'ouverture et la flèche.

Par la méthode expéditive que nous avons indiquée, on calculera à peu près la section de l'arc ; de cette section et des dispositions adoptées pour le tablier et pour la répartition des arcs dans une travée, on déduira la charge permanente; quant à la surcharge, elle est connue à l'avance par la nature de voie qu'il s'agit de supporter.

La forme générale de la section de l'arc étant choisie, on laissera dans cette section un élement variable. Ayant obtenu l'équation de la pression maxima q ou q', on fera cette limite égale à la limite que l'on ne veut point dépasser, par exemple 5,000,000 kilogrammes par mètre carré, et on se trouvera en présence d'une équation dans laquelle les quantités r^2, h, f, Ω contiendront un seul élément variable, qui pourra ainsi être déterminé.

Ce qu'on peut faire, c'est d'adopter une forme de section, et de chercher une section semblable; le rapport de similitude sera alors l'inconnu que l'on déduira de l'équation donnant la pression maxima.

Comparaison des méthodes expéditives et de la méthode exacte. Dans l'application que nous avons faite pour le viaduc de Tarascon, les méthodes expéditives de Navier et du général Morin nous ont conduit à des pressions inférieures à celles que donne la méthode exacte.

Il faut donc se méfier de ces méthodes expéditives et n'y recourir que pour une étude préliminaire.

De l'effet des charges isolées. On a l'habitude dans le calcul des arcs métalliques de considérer la surcharge comme uniformément répartie suivant la corde ; nous pensons qu'on a raison d'agir ainsi et que cette manière d'opérer suffit à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Cependant, on peut se proposer d'agir comme nous l'avons fait pour les poutres à plusieurs travées, c'est-à-dire de rechercher la combinaison de surcharge qui donne en chaque point le maximum de pression.

La solution de ce problème est facile grâce à l'emploi des formules (1) (2) (3) que nous avons données :

On partage la corde par exemple en dix parties égales, au milieu de chaque partie on suppose concentrée la surcharge correspondante : on a ainsi dix poids égaux — pour chacun d'eux on calcule la poussée horizontale et la réaction verticale sur les appuis. — De la connaissance de ces deux quantités on déduit, pour un certain nombre de sections convenablement espacées, la pression N et le moment fléchissant X, produit par chaque poids isolé ; N et X servent, comme nous l'avons montré, à obtenir la pression maxima q dans la section considérée ; cette pression peut même s'exprimer facilement au moyen d'une courbe.

A chaque poids correspond une courbe spéciale ; cela nous fait donc dix courbes qu'il faut combiner avec la courbe représentative des moments dus à la charge permanente, courbe que nous savons construire.

Dans chaque section on considérera seulement les combinaisons de surcharge qui donnent des pressions de même signe, et par suite on obtiendra la pression maxima qui est susceptible de se produire.

Nous pensons que cette méthode est suffisamment indiquée pour être comprise du lecteur, et nous l'engageons à en faire l'application au viaduc de Tarascon.

Les calculs sont longs, cependant ils n'offriront guère de difficulté si l'on veut recourir à la table des arcs, sinus et cosinus naturels que nous avons donnée précédemment, et si l'on se contente, pour représenter les courbes des pressions, de deux ou trois points principaux qui suffisent bien pour les tracer avec l'exactitude que comportent les calculs de résistance.

Ce qui importe surtout dans ce genre de calcul, c'est d'opérer méthodiquement et de classer les résultats dans des tableaux spéciaux au fur et à mesure qu'on les obtient.

Mais, nous le répétons, la considération des surcharges isolées a moins d'importance dans les arcs métalliques que dans les poutres droites, et on peut se contenter de supposer la surcharge uniformément répartie en lui donnant une valeur convenable. Pour les ponts destinés à supporter des voies ferrées, il pourra toutefois n'être pas inutile de considérer les combinaisons de surcharge conduisant à la pression maxima.

Emploi des charnières aux naissances des arcs. — Généralement l'arc métallique repose aux naissances sur une embase en fonte au moyen d'une feuille de plomb ou de cales en fer interposées.

Cette disposition permet d'admettre que les pressions sont uniformément réparties sur la section des naissances, ainsi que nous l'avons supposé dans les calculs précédents.

Cependant, il est certain que la répartition uniforme n'est pas toujours réalisée avec le calage, et qu'en tout cas elle ne se maintient point à toutes les températures, et sous toutes les charges.

C'est ce qui a conduit quelques ingénieurs à adopter pour les retombées des

arcs des dispositions spéciales. Ainsi M. Mantion, au pont construit sur le canal Saint-Denis, a fait reposer les arcs sur un cylindre à axe horizontal qui surmonte l'embase; en Allemagne, on a quelquefois arrondi les abouts des arcs de manière à ne les laisser porter sur l'embase que par leur partie centrale.

Le système des charnières multiples a même été préconisé par M. l'ingénieur Darcel, qui força ainsi la courbe des pressions à passer par une série de points déterminés.

CALCUL DES SYSTÈMES ARTICULÉS. — CHARPENTE EN BOIS ET EN MÉTAL.

Deux corps rigides sont articulés lorsqu'ils ne peuvent prendre, l'un par rapport à l'autre, que des mouvements de rotation autour d'un point commun à ces deux corps et immuables dans chacun d'eux.

Ce point est le centre d'articulation, et l'articulation est dite sphérique, parce que la rotation peut se faire autour d'un axe quelconque passant par le point donné. L'articulation sphérique ne se rencontre guère dans la pratique; cependant, nous en connaissons un exemple : l'assemblage à genou et à coquille.

L'articulation la plus fréquente est l'articulation cylindrique ou assemblage à charnière. Deux corps assemblés à charnière ne peuvent prendre, relativement l'un à l'autre, qu'un mouvement de rotation autour d'un axe, fixe dans chacun d'eux.

Il est clair que si l'équilibre d'un système articulé est assuré dans le cas de l'articulation sphérique, à plus forte raison le sera-t-il lorsqu'on substituera une charnière au centre d'articulation, puisque cela revient à ne plus supposer qu'un seul axe possible de rotation.

Enfin, l'équilibre paraîtra encore mieux assuré si on le suppose établi en l'absence de tout frottement; car le frottement des corps en contact a pour effet de s'opposer à de petites forces accidentelles pouvant mettre les corps en mouvement.

La considération des systèmes articulés est surtout utile dans les constructions en charpente; la stabilité des ouvrages doit exister indépendamment de la résistance des assemblages et des frottements qui s'y développent, car ces assemblages et ces frottements sont trop faibles et trop altérables pour résister d'une manière certaine et continue à un effort tendant à produire une rotation. Les assemblages doivent donc être regardés comme des articulations permettant seulement les mouvements qui n'auraient pas pour effet de séparer l'un de l'autre les points des corps solides réunis par ces articulations.

Soit donc (figure 10, planche II) une série de corps articulés A, B, C, D, E...; un de ces corps AB reçoit à l'appui fixe A une réaction R, et au centre d'articulation B une réaction R_1, de la part du solide voisin; réciproquement le corps AB transmet à l'appui fixe et au solide voisin des actions égales et directement opposés à R et R_1. Le corps AB pourra être considéré comme isolé sous l'influence des forces R et R_1, et des forces extérieures F qui le sollicitent; son seul mouvement possible est une rotation autour de l'axe AB; il sera en équilibre si la somme des moments des forces F, par rapport à l'axe AB, est nulle, et réciproquement.

De cette condition il résulte, ainsi que nous l'avons vu en mécanique rationnelle, que le système des forces F peut être réduit à deux forces T et T_1, appliquées l'une en A et l'autre en B; composant R et T, R_1 et T_1, nous n'avons plus que deux

forces S et S_1, appliquées en A et B; le corps doit être en équilibre sous l'action de ces deux forces, ce qui n'aura lieu que si S et S_1 sont dirigées suivant AB, égales et directement opposées; pour cela, il faut que les projections de R et T sur un plan perpendiculaire à AB soit elles-mêmes égales et directement opposées; de même pour les projections de R_1 et T_1; il faut en outre que la somme des projections de R et R_1 sur la ligne AB soit égale à la somme des projections sur le même axe de T et T_1.

Cette somme des projections de T et T_1 sur AB est donc seule déterminée, mais les projections ne le sont pas, et le système T, T_1 peut être remplacé par un système de deux forces équivalentes.

L'indétermination que l'on rencontre ici, dit M. Bresse, n'a rien qui doive surprendre.

Dans la réalité physique, les réactions des points d'appui ont une valeur déterminée pour chaque point; mais, pour arriver à les connaître, il ne suffit pas de savoir que le corps AB est actuellement en équilibre. En effet, on ne trouble pas l'équilibre par l'addition de deux forces égales et contraires dirigées suivant AB; ce qui prouve qu'il y a une infinité de systèmes de réactions compatibles avec l'état d'équilibre. Lequel se produira réellement? Pour répondre à cette question, il faudrait connaître toutes les circonstances qui ont précédé l'état d'équilibre, c'est-à-dire l'établissement du corps sur ses appuis et ses déformations sous les forces qui lui sont appliquées. Au reste, l'indétermination cesse quand on considère des systèmes de plusieurs corps articulés entre eux.

Chacun des corps articulés étant soumis à des forces extérieures dont l'ensemble est désigné par F_1 pour le premier solide, F_2 pour le second..., la lettre F_1 devra contenir la réaction de l'appui fixe A, mais aucune des lettres F ne devra contenir les réactions réciproques des solides articulés, car ces réactions sont des forces intérieures au système, elles sont du reste deux à deux égales et directement opposées. Désignons par R_1 la résultante de translation des forces F_1 au point B, c'est-à-dire la résultante de toutes les forces F_1 transportées parallèlement à elles-mêmes au point B; par R_2 la résultante de translation des groupes F_1 et F_2 au point C; par R_3 la résultante de translation des groupes $F_1 F_2$ et F_3 au point D....

Considérons les trois premiers corps articulés de gauche; ils doivent être en équilibre pourvu qu'on applique en D une force égale à la réaction du quatrième solide sur le troisième. Donc, la somme des moments des forces extérieures FF_1F_2 doit être nulle par rapport à un axe quelconque passant en D, et de plus les six équations générales de l'équilibre doivent être vérifiées pour l'ensemble du système. Réciproquement, si ces conditions sont réalisées, le système est en équilibre.

Si maintenant nous considérons le premier corps AB, les forces extérieures F_1 auxquelles il est soumis ont un moment nul par rapport au point B, et leur résultante unique est égale à R_1; cette force R_1 est donc l'action exercée par le solide AB sur le suivant BC; inversement, la réaction de BC sur AB sera une force $-R_1$, et l'on pourra considérer le corps AB comme isolé, pourvu qu'on adjoigne aux forces extérieures la réaction $-R_1$.

De ce qui précède découle les théorèmes suivants :

1° Le moment résultant de toutes les forces extérieures, agissant entre une extrémité du système et un centre d'articulation quelconque, doit être nul par rapport à ce centre d'articulation.

2° L'action exercée par un des solides du système sur le solide voisin est égale

à la résultante de translation de toutes les forces qui agissent entre l'extrémité de la pièce et le centre d'articulation qui sépare les deux solides considérés.

Les propositions précédentes s'appliquent aux systèmes articulés simples, dans lesquels chaque solide ne possède que deux centres d'articulation ; mais on rencontre souvent dans la pratique des systèmes articulés complexes, dans lesquels un plus ou moins grand nombre de solides possèdent plusieurs centres d'articulation. On ne peut guère alors établir de formules générales et il faut traiter chaque cas d'une manière spéciale.

Calcul d'une grue. — Nous donnons comme premier exemple que l'on rencontre souvent dans la pratique, le calcul d'une grue à élever les fardeaux figure 11, planche II.

L'appareil représenté se compose d'un poteau vertical (*ab*) muni à son sommet d'un tourillon (*a*), et à sa base d'un pivot (*b*), engagés dans des crapaudines fixées l'une au plafond, l'autre au plancher. Cet arbre est donc mobile autour de la verticale. Il s'assemble avec un bras de potence (*cd*) que soutient en (*d*) la contre-fiche (*de*). Le fardeau est en P, soutenu par une corde ou une chaîne qui passe sur la poulie (*d*) et descend parallèlement à la contre-fiche pour s'enrouler sur le tambour (*f*) d'un treuil dont on voit en (*m*) la manivelle.

Nous ne nous occuperons pas du treuil, qui peut être à simple ou à double pignon, et dont les éléments se calculent en raison de la force motrice dont on dispose, et du fardeau maximum que l'on veut enlever.

Exprimons que l'ensemble du système est en équilibre sous l'action des forces extérieures.

Ces forces sont 1° le poids P, 2° les réactions R et R′ exercées par les crapaudines sur l'arbre vèrtical qui leur transmet un effort latéral ; 3° le poids *p* de l'appareil entier, lequel est appliqué en (*g*) au centre de gravité, à une distance (*a*) de l'axe vertical de rotation ; 4° la réaction verticale (*q*) exercée par la crapaudine sur le pivot.

Le moment résultant de toutes ces forces par rapport à un point quelconque du plan qui les contient doit être nul ; prenons ce moment par rapport au point (*b*). Il viendra

$$Rh = pa + Pl, \quad \text{d'où} \quad (1) \quad R = p\frac{a}{h} + P\frac{l}{h}$$

Le moment résultant pris par rapport au point (*a*) donne de même :

$$R'h = pa + Pl$$

Donc les deux réactions R et R′ sont égales et les tourillons correspondants doivent avoir un même diamètre. Ces réactions sont d'autant plus fortes que (*a*) et (*l*) sont plus grands et *h* plus faible, toutes choses égales d'ailleurs.

Dans la pratique, la portée horizontale (*l*) de la grue est souvent égale à sa hauteur, et l'on a sensiblement pour la valeur de (*a*) le quart de la hauteur ; admettant en outre, ce qui n'est pas loin de la réalité, que le poids de la grue est égal à celui du poids maximum qu'elle doit soulever, on trouve que les réactions ont pour valeur $\frac{5}{4}$P.

La réaction R fait fléchir la portion (*ac*) de l'arbre vertical et il en résulte un moment fléchissant, dont le maximum, qui se produit en (*c*), a pour valeur R.*d* ; de même la réaction R′ produit son moment fléchissant maximum R′*d*′ au point (*e*). Ainsi, on doit chercher à rapprocher le plus possible les points (*c*) et (*e*) des extrémités de l'arbre ; quelquefois même le rapprochement est assez considé-

rable pour qu'il n'y ait rien à craindre du moment fléchissant et on supprime la partie (*ce*) de l'arbre vertical.

Si l'on considère les cordes et les pièces rigides qui concourent au point (*d*), on pourra supposer que le bras (*dc*) et la corde (*de*) sont coupés pourvu qu'on remplace les réactions des parties retranchées par les forces t et P. La contre-fiche (*de*) est libre alors et ne peut que tourner autour du point (*e*), il nous suffira donc pour exprimer son équilibre d'écrire que le moment résultant de toutes les forces extérieures, qui la sollicitent, est nul par rapport au centre d'articulation (*e*), ce qui donne, en appelant p' le poids de la contre-fiche qui agit à une distance (a') de l'axe vertical :

$$p'a' + Pl = t(h - d - d') + Pr,$$

formule dans laquelle (*r*) est le rayon de la poulie et du tambour du treuil. On en déduit :

$$t = \frac{p'a'}{h - d - d'} + P\frac{l - r}{h - d - d'}$$

qui détermine la valeur de la traction exercée sur le bras horizontal de la grue.

Dans le cas où d et d' seraient faibles par rapport à h, ainsi que (*r*), on aurait

$$t = \frac{p'a'}{h} + P\frac{l}{h},$$

négligeant p' et admettant une volée égale à la hauteur, on trouverait $t = P$.

La compression t' de la contre-fiche s'obtient en exprimant que toutes les forces qui concourent au point (*d*) sont en équilibre, ce qui donne

$$t' = P + P\cos\alpha + t\cos\beta.$$

Calcul d'une chèvre. — Soit une chèvre à deux branches (*ab*), (*bc*), (fig. 12) dont le sommet (*b*) est maintenu dans le plan vertical (*abc*) au moyen de cordages soumis à des efforts variables suivant l'amplitude des oscillations du système.

Un poids P est suspendu au sommet de la chèvre ; il détermine dans les pièces inclinées des compressions dont on obtient immédiatement la valeur par le parallélogramme des forces et qui sont égales à

$$P.\frac{\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \quad \text{et} \quad P\frac{\sin\alpha}{\sin(a+\beta)}.$$

La poussée horizontale que ces deux pièces inclinées se transmettent à leur sommet est égale à :

$$P.\frac{\sin\alpha . \sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)},$$

et cette même poussée existe aux points d'appui (*a*) et (*c*) qui s'écarteraient l'un de l'autre si le frottement n'était assez fort pour vaincre la poussée ou si, à défaut de frottement, il n'existait une pièce horizontale ou tirant (*ac*) capable de résister à la traction que la poussée horizontale exerce sur elle.

Quand les angles α et β sont égaux, la compression des branches de la chèvre est égale à

$$\frac{P}{2\cos\alpha} \quad \text{et la poussée horizontale à} \quad \frac{1}{2}P.\text{tang}\,\alpha.$$

La figure 13 représente une autre espèce de chèvre, composée d'un support rigide incliné (ab) maintenu par un cordage (ac) ; le poids P est suspendu au sommet. Ce poids P a deux composantes

Une compression suivant (ab), égale à. . . . . . $\frac{P \sin \beta}{\sin(\beta-\alpha)}$

Une traction suivant (ac) — . . . . . . $\frac{P \sin \alpha}{\sin(\beta-\alpha)}$

Ces deux quantités s'obtiennent, du reste, immédiatement par le parallélogramme des forces.

Généralement la jambe de force (ab) est remplacée par un triangle comme (abc) de la figure 12 ; nous connaissons la force qui presse le sommet de ce triangle, et il nous est facile de calculer immédiatement les dimensions des pièces qui le composent.

Lorsqu'au sommet de la chèvre passe un cordage qui sert à monter le fardeau P, il va sans dire qu'il faut tenir compte de la tension de cette corde pour calculer les efforts transmis aux diverses pièces, ainsi que nous l'avons fait dans le calcul de la grue.

Calcul de divers assemblages de charpente. — Soit un chevalet, figure 14, composé d'une traverse horizontale (ab), soutenue par deux jambes de force (ac) (bd); un poids P est soutenu au milieu de la traverse.

Il transmet aux deux pièces inclinées des compressions égales à $\frac{P}{2 \cos \alpha}$ il faut pour l'équilibre que les deux angles α soient égaux, afin que les composantes horizontales s'annulent. Les pieds (c) et (d) tendent à s'écarter par l'effet de la poussée horizontale $\frac{1}{2}$ P $\tan \alpha$.

Considérons une ferme simple, figure 15, formée de deux arbalétriers et d'un tirant ou lien horizontal (de), dont on demande la tension T, la charge au sommet étant P. Un arbalétrier (ac) peut être considéré comme libre sous l'action de la réaction $\frac{P}{2}$ du point d'appui, de la tension T et de la poussée horizontale au sommet, prenant les moments par rapport à ce sommet, nous trouverons pour la condition d'équilibre :

$$\frac{P}{2} l \sin \alpha = T l x \cos \alpha, \quad \text{ou} \quad T = \frac{P}{2x} \tan \alpha$$

Soit une poutre horizontale (ac) dont une extrémité (a) est un point fixe, autour duquel la pièce peut tourner, pendant qu'à l'autre extrémité libre est suspendu un poids P; une contre-fiche (bd) complète l'appareil (fig. 16.)

En (a) s'exerce de bas en haut une traction R, laquelle doit faire équilibre au poids P par rapport au point (b), et par suite est égale à P $\frac{l'}{l}$, le point (b) supporte donc une charge totale égale à P + R, c'est-à-dire à P $\frac{l+l'}{l}$, et il en résulte pour la contre-fiche une compression P $\frac{l+l'}{l \cos \alpha}$, et pour la partie ($ab$) de la poutre une traction horizontale P $\frac{l+l'}{l} \tan \alpha$; quant à la partie en surplomb (bc) elle est soumise à un moment fléchissant, variable, et peut recevoir la

forme d'égale résistance; le plus grand effort a lieu dans la section verticale (b) où le moment fléchissant est Pl, et l'on peut considérer la pièce comme encastrée en cette section, puisque la tangente à la fibre médiane y est horizontale.

Soit encore, figure 17, un appareil que l'on rencontre dans les ponts en charpente : une poutre horizontale, posant sur deux appuis (a) et (a'), est soutenue en (b) et (b') par les contre-fiches (bc), ($b'c'$), et supporte des poids isolés ou une charge uniforme. On pourrait considérer la pièce (aa') comme une poutre à trois travées solidaires et calculer les moments fléchissant sur les appuis, ainsi que les moments fléchissants dans les travées au moyen du théorème de Bertot et Clapeyron; la théorie complète que nous avons exposée donnerait aussi les efforts tranchants en (b) et (b'), lesquels efforts tranchants se décomposent en une compression des contrefiches et une traction longitudinale exercée sur les parties (ba), ($b'a'$). Mais il vaut mieux opérer comme l'indique Navier, si l'on veut être bien certain de la stabilité : on commencera par calculer la pièce (aa') comme si elle était seule, sans contre-fiche, puis on calculera le chevalet cb $c'b'$ comme s'il était seul aussi et supportait, suivant son axe, un poids P. Nous avons traité plus haut cet exemple. Chacun des systèmes transformés étant évidemment plus faible que le système réel, les dimensions déterminées comme nous venons de le dire se trouveraient plus que suffisantes.

Ou bien encore, s'il s'agit d'un pont avec charge et surcharge uniformément réparties, considérant que les assemblages en b et b' affaiblissent la pièce horizontale, on la supposera coupée en ces points; on calculera donc les portions (ab), ($a'b'$) comme des poutres horizontales reposant sur deux appuis, puis on s'occupera du chevalet ($cb\,c'b'$) en le chargeant non-seulement de ce qui correspond à (bb'), mais encore du poids que les parties latérales transmettent à leurs appuis (b et b').

Ces quelques exemples simples suffiront dans bien des cas pour l'établissement des ponts en charpente.

Calcul des fermes en charpente et en métal. — *Première ferme.* — Commençons par la ferme usuelle, composée (figure 18 planche II) de deux arbalétriers AB, de deux contre-fiches FE, d'un tirant BC et d'un poinçon AH.

Soit $2a$ l'ouverture et P le poids du tirant, appliqué en son milieu, p la charge uniforme par mètre courant de l'horizontale; nous négligeons le poids des contre-fiches et du poinçon. Appelons R la compression de la contre-fiche, T la tension du tirant et S celle du poinçon au-dessus du point F.

Considérons une demi-ferme; le poids vertical (pa) donne sur l'arbalétrier une compression longitudinale $pa\sin\beta$, et une force normale uniformément répartie ($pa\cos\beta$).

La contre-fiche soutient à peu près le milieu de l'arbalétrier et doit être assez rigide pour immobiliser le point E; donc l'arbalétrier peut être considéré comme une poutre à deux travées solidaires égales; appliquant la formule de Clapeyron (voir page 39), nous trouvons pour le moment fléchissant X_1 sur l'appui intermédiaire (l désignant la longueur de chaque travée et p' la charge par mètre courant).

$$X_1 = \frac{1}{8}p'l^2;$$

le moment fléchissant en un point quelconque d'une des travées est

$$X = -\frac{3}{8}p'lx + \frac{1}{2}px^2,$$

et l'effort tranchant est la dérivée de X par rapport à x, soit

$$E = -\frac{3}{8}p'l + p'x;$$

faisant successivement $x = 0$ et $x = l$, et remplaçant p' par $p \cos\beta$ et l par $\frac{a}{2\cos\beta}$, nous trouvons pour les réactions normales à l'arbalétrier

Aux extrémités A et C. . . . . $\frac{3}{16}pa.\cos\beta$,

Et sous la contre-fiche en E. . . . . $\frac{5}{8}pa.\cos\beta$,

La contre-fiche n'étant pressée qu'à ses extrémités, les forces qui la sollicitent doivent se réduire à une compression R dirigée suivant son axe, donc

(1) $$R\sin\alpha = \frac{5}{8}pa\cos\beta$$

équation qui détermine R.

L'extrémité C est sollicitée par les trois forces Q, T, $\frac{3}{16}pa\cos\beta$ qui doivent être en équilibre :

d'où : (2) $$Q\cos\beta - T\sin\beta = \frac{3}{16}pa\cos\beta.$$

La partie FH du poinçon doit supporter le tirant de telle sorte que le point H soit immobile ; assimilant encore le tirant à une poutre à deux travées solidaires, on trouve que sa tension dans la partie FH est les $\frac{5}{8}$ P. L'équilibre des forces extérieures au tirant donne donc :

$$2Q - 2pa = \frac{5}{8}P, \quad \text{ou} \quad (3) \quad Q = pa + \frac{5}{16}P.$$

Q n'est pas la réaction de la maçonnerie sur la ferme, mais celle du tirant sur l'arbalétrier ; la réaction de la maçonnerie est évidemment égale au demi-poids total.

Dans la partie haute du poinçon, sa tension S est augmentée des deux composantes verticales des forces, qui agissent dans l'axe des contre-fiches :

(4) $$S = \frac{5}{8}P + 2R\sin(\alpha - \beta).$$

Les équations (1), (2), (3), (4) déterminent R, Q, T et S ; T est aussi la poussée horizontale qui s'exerce au sommet de la ferme. L'arbalétrier est soumis à la fois à des efforts de flexion et à des compressions suivant son axe ; sa section devrait donc être variable, mais on a l'habitude de la faire constante, eu égard au plus grand effort qu'elle supporte.

Deuxième ferme, dite à la Polonceau. — Dans les grandes halles de chemins de fer, on rencontre fréquemment le type de ferme, inventé par l'ingénieur Polonceau ; ce type est entièrement en métal ou en bois et métal, il permet de franchir une grande portée et n'a pas une apparence massive.

La ferme Polonceau est représentée par la figure 19, planche II. Elle comprend deux arbalétriers articulés en leur milieu avec une bielle en fonte GE qui

leur est normale, et qui à l'autre bout s'articule avec deux tirants en fer EB, EC, réunissant la bielle aux extrémités de l'arbalétrier.

Cette disposition a pour effet de transformer l'arbalétrier en une sorte de poutre armée.

Les deux sommets E et D des bielles sont réunis par un tirant horizontal en fer, dont on peut régler la tension de manière à annuler la poussée de la ferme sur ses appuis A et C, où s'exerce seulement la réaction verticale (pa) égale au poids de la demi-ferme ; on ne tient pas compte du poids des tirants et des bielles.

D'autre part, en G, s'exerce le poids (pa) de la demi-ferme ; les forces verticales se réduisent donc à un couple, dont la force est (pa) et le bras de levier $\frac{1}{2}a$; le moment de ce couple est $\frac{1}{2}pa^2$. Il doit, pour l'équilibre, égaler le moment résultant des forces horizontales, qui sont : 1° la réaction ou poussée T de la demi-ferme de gauche sur la demi-ferme de droite ; 2° la tension T du tirant horizontal réunissant les deux demi-fermes ; ces deux forces constituent un couple dont le moment est Tb, et l'on a la relation :

$$\frac{1}{2}pa^2 = \mathrm{T}b$$

Cette tension T doit être exercée par le tirant ; on serre donc la vis de celui-ci de manière à la lui faire produire ; ou bien, on dispose une des extrémités A de la ferme sur des rouleaux, de manière que l'existence d'une réaction horizontale de l'appui soit impossible, le tirant prend alors naturellement la tension convenable.

Les tirants EB, EC sont aussi à serrage variable, et, lorsque la ferme est en place, on les règle de manière à appuyer la bielle en fonte EG sur l'arbalétrier, assez énergiquement pour que le point G puisse être considéré comme fixe.

L'arbalétrier devient alors une poutre à deux travées solidaires égales, et l'effort tranchant R, sur l'appui intermédiaire, est égale à

$$\frac{5}{8}pa \cos \beta.$$

Sur les appuis extrêmes, l'effort tranchant est

$$\frac{\ }{16} pa \cos \beta$$

et l'on a :

$$\frac{3}{16} pa \cos \beta = pa \cos \beta - \mathrm{Q} \sin \alpha,$$

équation qui donne la valeur de Q.

De même en projetant, sur la normale à l'arbalétrier, toutes les forces qui concourent au sommet B de la demi-ferme, il vient

$$\mathrm{T} \sin \beta - \mathrm{S} \sin \alpha = \frac{3}{16} pa \cos \beta, \quad \text{d'où l'on déduit S.}$$

On a tous les éléments nécessaires au calcul des pièces, sauf pour l'arbalétrier, qui est soumis à la fois à des compressions et à des flexions ; nous pensons que, pour ne point compliquer la question, on peut se contenter de le calculer comme

une poutre BC reposant sur deux appuis et soumise à une charge normale uniforme, $p \cos \beta$, par mètre courant.

En réalité, les calculs précédents supposent un réglage mathématique qui n'existe jamais, et qui, du reste, devrait être fréquemment renouvelé en raison des variations de température. En laissant à une extrémité de la ferme un certain jeu horizontal, on laisse le champ libre aux dilatations.

Quand on dispose de longs tirants horizontaux, ils prennent sous leur poids une flèche toujours appréciable, d'un effet disgracieux. On annule cette flèche au moyen d'un léger poinçon descendant du sommet B et capable de résister, comme nous l'avons vu, aux $\frac{5}{8}$ du poids du tirant.

Troisième ferme. — Pour les très-grandes ouvertures, on complique la ferme Polonceau, comme le montre la figure 20, de la planche II ; on partage l'arbalétrier en quatre parties égales et on soutient les points de division par des bielles en fonte ; la bielle du milieu est réunie par des tirants aux deux extrémités de l'arbalétrier, et les bielles intermédiaires sont reliées à l'extrémité la plus voisine de l'arbalétrier ainsi qu'à son milieu.

Le moment des forces verticales extérieures est toujours $\frac{1}{2} pa^2$, et le moment des forces horizontales Tb, de sorte que $\left(T = \frac{pa^2}{2b}\right)$.

L'arbalétrier BC est une poutre à quatre travées solidaires égales, et en appliquant le théorème de Bertot et Clapeyron, ainsi que les formules générales que nous avons données, on trouve :

$$R' = \frac{13}{56} pa \cos \beta \qquad R'' = \frac{2}{7} pa \cos \beta, \quad R''' = \frac{11}{112} pa \cos \beta,$$

Écrivant les conditions d'équilibre des forces qui concourent aux points C et B on a :

$$\frac{11}{112} pa \cos \beta = pa \cos \beta - Q \sin \alpha \quad \text{et} \quad \frac{11}{112} pa \cos \beta = T \sin \beta - S \sin \alpha,$$

équations qui donnent Q et S.

En écrivant les conditions d'équilibre des forces qui concourent en P et N, c'est-à-dire en exprimant que la somme de leurs projections sur un axe parallèle à l'arbalétrier et sur un axe perpendiculaire sont nulles, on a quatre équations d'où l'on tire :

$$Q'' = \frac{1}{7} pa \frac{\cos \beta}{\sin \alpha} \qquad Q' = \frac{85}{112} pa \frac{\cos \beta}{\sin \alpha} \qquad S' = \frac{1}{\sin \alpha}\left[T \sin \beta - \frac{27}{112} pa \cos \beta \right].$$

La compression R de la bielle médiane s'obtient en exprimant que a résultante des trois forces R, Q'', S'' est égale et directement opposée à l'effort tranchant R' et l'on arrive à

$$R = \frac{29}{56} pa \cos \beta.$$

Nous avons adopté dans ces questions les formules et notations de M. Bresse ; l'équilibre de la dernière ferme Polonceau a été étudié en détail par M. l'ingénieur Collignon qui démontre que, à charge égale, la charpente la plus légère sera celle pour laquelle l'angle β sera voisin de 43°.

Poutres armées. — Soit une poutre armée, fig. 21, formée d'une pièce horizon-

tale en bois (ab) soutenue en son milieu par un bielle en fonte qui s'articule à sa base avec deux tirants en fer reliés avec les extrémités de la poutre.

La charge uniforme étant de p par mètre courant, et le serrage des tirants étant tel que la bielle est comprimée et maintient le point c immobile, on peut assimiler la pièce (abc) à une poutre à deux travées solidaires; l'effort tranchant en c est alors égal à $\frac{5}{8}pa$.

Il représente la compression de la bielle dont il détermine les dimensions : cette compression se décompose au point (d) en deux tractions transmises au tirant et égales à $\frac{5}{16}\frac{pa}{\cos\alpha}$, ce qui détermine la section de ces tirants.

La traction des tirants se décompose à leurs extrémités en une compression de la poutre (ab), compression égale à $(\frac{5}{16}pa\tan g\alpha)$, et une traction verticale $\frac{5}{16}pa$; celle-ci ajoutée à l'effort tranchant $\frac{3}{16}pa$, donne une charge verticale $\frac{1}{2}pa$ transmise à la maçonnerie. Et en effet, c'est la moitié de la charge totale. Mais on voit que cette charge totale se rend à l'appui par deux chemins, les $\frac{3}{8}$ suivent la poutre horizontale et les $\frac{5}{8}$ restants le tirant.

Pour calculer la poutre horizontale, qui est comprimée, on appliquera suivant son axe la force $(\frac{5}{16}pa\tan g\alpha)$, et on considérera en outre la moitié de la poutre comme posée sur deux appuis b et c et fléchissant sous l'action d'une charge uniforme p. La compression maxima des fibres aura lieu au milieu de bc.

Si la portée est plus considérable, la poutre armée se compose avec deux bielles verticales, deux tirants inclinés et un tirant horizontal ef, figure 22. Assimilant la pièce (ab) à une poutre à trois travées solidaires, on calculera, par les formules générales que nous avons données, les efforts tranchants sur les points d'appui. Ces efforts tranchants donneront les compressions des bielles ce, df; la compression de la bielle de droite transmet aux tirants (fe, fb) des tensions qu'on obtient immédiatement par le parallélogramme des forces. — Le tirant (fb) transmet au point (b) le complément du demi-poids total plus une compression suivant la pièce horizontale (bd).

La poutre supérieure (ab) est comprimée ainsi que les bielles verticales, les tirants sont au contraire soumis à l'extension.

Considérons maintenant une poutre armée à quatre travées, c'est-à-dire à trois bielles intermédiaires. Deux systèmes sont en usage pour relier les extrémités inférieures des bielles à la poutre supérieure.

Ou bien, figure 23, de chaque tête de bielle partent deux tirants qb,qa qui se rendent directement aux extrémités de la poutre, c'est le système américain Bollmann; ou bien la tête de bielle centrale est réunie par deux tirants aux extrémités de la poutre, et on agit de même pour la bielle (qe) par rapport à la demi-poutre (bd), figure 24, c'est le système américain Finck.

Voici comment on fait le calcul dans les deux cas :

Étant donnée une charge uniforme p par mètre courant, et remarquant que la pièce (ab) peut être assimilée à une poutre à quatre travées solidaires, on calculera les efforts tranchants, c'est-à-dire les compressions transmises à chacune des bielles et aux appuis extrêmes.

Revenant à la figure 23, et considérant la bielle (eq), la compression r détermine dans les tirants (qb), (qa) des tensions t et t' qui s'obtiennent immédiatement par le parallélogramme des forces. La tension t transportée en (b) détermine une compression de la semelle horizontale (be) et un effort vertical qu s'ajoute à celui déjà existant. Ainsi le poids supporté par la bielle verticale (eq) est conduit aux culées non point par la semelle mais par les tirants (qb) $qa)$, et

la fraction attribuée à chacun d'eux est en raison inverse de sa projection horizontale, ce que montre le parallélogramme des forces et ce qui est tout naturel puisqu'en somme c'est une décomposition d'une force en deux autres forces parallèles.

Cumulant des compressions qui s'exercent en (*b*) sur la semelle horizontale, on aura sa compression totale et par suite sa section ; à la rigueur, si les travées (*be*) avaient une longueur notable, il faudrait tenir compte des efforts de flexion ; mais en général la longueur relative dans ces travées est très-faible, et on peut ne pas tenir compte de la flexion en calculant la semelle uniquement en vue des efforts longitudinaux auxquels elle est soumise.

Si nous examinons la combinaison de la figure 24, nous voyons que la compression supportée par la bielle (*eq*) donne dans les tirants (*qb*) (*qd*) deux tensions égales. La tension *t* du tirant (*qb*) est immédiatement transmise à la culée où elle se transforme en une compression de la semelle et une charge verticale égale à la moitié de la compression de la bielle ; l'autre moitié de cette compression se trouve reportée de la bielle (*dm*), où elle agit, sur les tirants (*ma*) (*mb*) pour se partager entre les deux culées et produire en même temps des compressions aux extrémités de la semelle.

On voit qu'en somme il est bien facile, par de simples compositions et décompositions de force, de suivre toutes les charges élémentaires depuis leur point d'application jusqu'à la culée où, finalement, il faut qu'elles arrivent ; en route, on recueille la valeur de toutes les tensions qui sollicitent les tirants et les bielles.

Cette manière d'opérer est applicable à un nombre quelconque de bielles, et si les opérations se multiplient, elles conservent toujours le même degré de simplicité.

Lorsque le nombre des travées solidaires d'une poutre devient un peu considérable, les moments fléchissants et les efforts tranchants sur les appuis ne varient guère d'une travée à l'autre ; aussi, ne se donne-t-on plus la peine de chercher les efforts tranchants en ayant recours au théorème de Bertot et Clapeyron ; on admet que chaque travée peut être considérée comme isolée, et la compression transmise à une bielle est égale à la moitié de la charge totale que supportent les deux travées adjacentes.

Si, au lieu d'une charge et surcharge uniformément réparties, on a un poids roulant, on obtiendra sans peine les efforts qui résultent de son passage à l'aplomb de chaque bielle, en ayant recours au même procédé que tout à l'heure, et l'on verra à quel effort maximum chaque pièce est susceptible de se trouver exposée.

On trouvera de nombreux exemples de poutres armées des systèmes Finck et Bollman dans le rapport de M. l'ingénieur en chef Malézieux sur les travaux publics aux États-Unis d'Amérique.

Il va sans dire que ces poutres armées, comme les fermes à la polonceau, exigent un règlement, c'est-à-dire un serrage des tirants tel que les bielles en fonte soient bien appuyées sous la semelle et s'opposent réellement à la flexion de celle-ci au point qu'elles supportent. Il est clair aussi qu'avec le temps le règlement se dérange et qu'un certain jeu s'établit ; il faut alors manœuvrer à nouveau les vis de serrage si l'on veut que toutes les pièces travaillent bien comme on l'a supposé.

CALCUL DES POUTRES EN TREILLIS OU DES POUTRES A MAILLE

On sait combien s'est développé depuis quelques années l'usage des poutres en treillis, composées de deux semelles pleines que réunit une âme à claire-voie; l'âme est formée de lames métalliques qui se croisent de manière à dessiner des losanges.

De ce système on en a dérivé plusieurs autres que l'on connaît plus en Amérique qu'en Europe, et dont cependant nous dirons quelques mots.

1° **Système triangulaire ou treillis simplifié.** — C'est le système représenté par la figure 25, de la planche II : deux semelles horizontales ABC... A'B'C' sont réunies par des pièces inclinées faisant avec la verticale l'angle α. — On connaît la réaction P transmise à l'extrémité de la poutre par la culée, et on admet que toutes les pièces qui concourent aux sommets de la ligne brisée AA'BB'... sont articulées en ces sommets.

Il est facile de construire graphiquement, comme nous l'avons fait tout à l'heure pour les poutres armées, les tensions ou pressions auxquelles chacune des pièces est soumise; le parallélogramme des forces suffit pour cela.

Ainsi, en partant de l'extrémité A, la réaction P se décompose en une traction de la semelle AB et une compression de la tige AA'. Cette compression est transmise en A' où elle se compose avec la charge extérieure qui peut être attachée à ce sommet A'. Leur résultante se répartit entre la première travée A'B' de la semelle supérieure et le lien A'B qui se trouve soumis à une tension.

Au point B nous trouvons deux forces qui viennent agir, c'est la traction dirigée suivant BA et la traction suivant A'B; la résultante de ces deux forces et de la charge qui peut être directement appliquée au sommet B de la semelle inférieure, cette résultante se décompose en deux forces dirigées, l'une suivant BC l'autre suivant BB'.

En opérant ainsi jusqu'à ce qu'on soit arrivé à l'extrémité de la poutre, on aura les tensions et compressions qui s'exercent dans toutes les pièces inclinées et dans toutes les travées des semelles.

Cette méthode graphique est parfaitement applicable, lorsque le nombre des mailles n'est pas trop considérable; avec un dessin à grande échelle, on obtiendra des résultats exacts et rapides. Avec ces résultats on pourra construire des courbes qui peindront aux yeux la variation des pressions dans les deux semelles et dans les deux séries de liens inclinés.

Mais, en général, il sera plus commode de recourir au calcul et de se servir des formules que nous allons démontrer :

Considérons deux sommets consécutifs quelconques d'ordre m, et désignons par T_m et t_m les tensions des lignes CD et D'E,

Q_m et q_m les compressions des lignes C'D' et DD',

$2p_m$ et $2p'_m$ les charges totales appliquées aux sommets D et D'.

Supposons la poutre coupée par un plan vertical passant entre D' et E, et exprimons que l'équilibre existe dans la section obtenue; les réactions de la portion de poutre située à droite sont : 1° la compression Q_{m+1}; 2° la tension T_{m+1}, et 3° la tension t_m, l'équilibre doit exister entre ces réactions et toutes les forces extérieures appliquées à la poutre entre le plan de la section et l'extrémité A ; dans ces forces extérieures, il faut comprendre la réaction P de la culée, laquelle réaction se détermine facilement par la statique.

Puisque l'équilibre existe, la somme des projections de toutes les forces sur un axe quelconque doit être nulle; projetons sur la verticale xy, il vient :

$$(1) \qquad t_m \cos\alpha - P + 2\Sigma(p'_m + p_m) = 0;$$

projetons ensuite sur l'horizontale, nous aurons :

$$(2) \qquad t_m \sin\alpha + T_{m+1} - Q_{m+1} = 0.$$

Supposons maintenant la poutre coupée, non plus entre D' et E, mais entre D et D'; les réactions de la partie retranchée à droite se composeront des compressions Q_m et q_m dirigées de droite à gauche et de la tension T_{m+1} dirigée de gauche à droite; l'équilibre existe encore entre toutes les forces extérieures auxquelles la poutre est soumise depuis la section considérée jusqu'à l'extrémité A. Exprimant que les sommes de projections sur la verticale et sur l'horizontale sont nulles, nous trouverons :

$$(3) \qquad q_m \cos\alpha - P + 2\Sigma(p_m + p'_{m-1}) = 0,$$
$$(4) \qquad q_m \sin\alpha + Q_m - T_{m+1} = 0.$$

Des équations (1) et (3) nous tirons les valeurs de t_m et q_m en fonction de la réaction de la culée et des charges de la poutre, toutes quantités qui sont des données de la question.

Si nous ajoutons les équations (2) et (4), il vient :

$$(5) \qquad Q_{m+1} - Q_m = (t_m + q_m)\sin\alpha$$

équation qui permet de calculer par cheminement les valeurs successives de Q_m, la valeur initiale Q_1 étant égale à

$$2(P - p'_0)\operatorname{tang}\alpha,$$

comme on le voit immédiatement en construisant le parallélogramme des forces en A et A'.

Si nous remplaçons dans l'équation (2) l'indice m par $(m-1)$, cette équation reste vraie et s'écrit :

$$(6) \qquad t_{m-1}\sin\alpha + T_m - Q_m = 0.$$

Ajoutant les équations (6) et (4), on arrive à

$$(7) \qquad T_{m+1} - T_m = (t_{m-1} + q_m)\sin\alpha,$$

équation qui permet de calculer par cheminement les valeurs successives de T_m, la valeur initiale T_1, étant égale à $(P \operatorname{tang}\alpha)$, comme le montre le parallélogramme des forces construit en A.

Ainsi les équations (1) et (3) nous donnent les valeurs de t_m et q_m qui peuvent s'écrire :

$$(8) \qquad t_m = \frac{P - 2\Sigma(p_m + p'_m)}{\cos\alpha}, \qquad (9) \qquad q_m = \frac{P - 2\Sigma(p_m + p'_{m-1})}{\cos\alpha},$$

et les équations (5) et (7) nous permettent de calculer les valeurs successives de T et de Q; le problème est donc résolu dans toute sa généralité.

Mais, dans la pratique, les formules se présentent plus simplement; les char-

ges sont presque toujours uniformément réparties suivant l'une ou l'autre des semelles, par exemple la semelle inférieure, alors il faut faire p constant et p' nul quel que soit l'indice.

D'autres fois, lorsqu'on voudra rechercher l'effet d'une charge isolée, on fera nulles toutes les valeurs de p et p' sauf une.

Nous allons étudier rapidement ces deux cas :

Formules dans le cas d'une charge isolée. Supposons que la poutre soit formée de k travées telles que AB, et qu'une charge unique $(2p)$ soit appliquée à l'extrémité de la travée de rang (x); dans les formules précédentes, les sommes de p_m et de p'_m seront nulles tant que (m) sera inférieur à x; pour m supérieur à x, les sommes de p'_m resteront toujours nulles, mais les sommes de p_m prendront une valeur constante égale à p.

Le poids $2p$ se partage entre les deux culées en raison inverse du nombre de travées qui le sépare de chacune d'elles, donc

$$P = 2p.\frac{k-x}{k};$$

transportant ces données dans les formules (8) et (9) nous trouvons que :

$$q_m = t_m = \frac{P}{\cos\alpha}$$

tant que m est compris entre 1 et $(x-1)$;

$$q_m = t_m = -\frac{2px}{k\cos\alpha}$$

tant que m est compris entre x et k.

Ainsi, lorsque (m) arrive à dépasser (x), le sens des efforts transmis aux tiges inclinées change immédiatement; celles qui s'inclinent à gauche étaient comprimées et celles qui s'inclinent à droite étaient tendues, le phénomène inverse se produit sans aucune transition, les premières se trouvent soumises à l'extension et les dernières à la compression. Si on considère une tige DC', tout poids placé à l'aplomb d'un sommet de la semelle inférieure, à gauche de D, y détermine une tension, et tout poids placé en D ou à droite y détermine une compression.

La combinaison de surchage qui déterminera le maximum de tension se présentera lorsque tous les sommets à gauche de D seront seuls chargés, et celle qui déterminera le maximum de compression se présentera lorsque tous les sommets à droite seront seuls chargés. — Pour une combinaison quelconque de surcharge, l'effort supporté par la tige DC' variera entre les maximums de tension et de compression ci-dessus définis ; il sera donc utile, au point de vue de la recherche de la stabilité, de calculer ces deux maximums.

Proposons-nous de calculer maintenant les valeurs successives de T et Q.

L'équation (5) qui donne la valeur de Q peut s'écrire, en remarquant que t_m et q_m sont toujours des quantités égales, dont la valeur commune peut se désigner par r ;

$$Q_{m+1} - Q_m = 2r\sin\alpha.$$

Donnant à (m) successivement les valeurs 0, 1, 2, 3, 4.... et remarquant que

$Q_6 = 0$ et ($Q_1 = 2P tang\alpha$), nous aurons la série d'équations :

$$Q_2 - Q_1 = 2r \sin\alpha$$
$$Q_3 - Q_2 = 2r \sin\alpha$$
$$\cdots\cdots\cdots$$
$$\cdots\cdots\cdots$$
$$Q_m - Q_{m-1} = 2r \sin\alpha$$

ajoutons toutes les équations de ce groupe membre à membre, nous arrivons à

$$Q_m = 2(m-1) r \sin\alpha + 2P \tan\alpha$$

lorsque (m) varie de 1 à (x), r est égal à $\frac{P}{cos\alpha}$, et

$$Q_m = 2m.P. \tan\alpha. = 4m.p. \frac{k-x}{k} \tan\alpha.$$

Lorsque (m) varie de x à (k), il faut ajouter à la valeur précédente de Q_m, dans laquelle on fera ($m = x$), ($m - x + 1$) fois le produit $2rsin\alpha$, la valeur de r étant prise égale à $\left(-\frac{2px}{kcos\alpha}\right)$ et alors :

$$Q_m = 4px. \frac{k-m}{k} \tan\alpha.$$

On trouverait de même les valeurs successives de T au moyen de l'équation (7). Les formules nous montrent que Q et T sont toujours positifs, quelle que soit la position de la charge; ainsi un poids isolé quelconque suspendu à la semelle inférieure détermine une compression de la semelle supérieure et une tension de la semelle inférieure, et, comme les effets des forces se cumulent, on voit que l'effort maximum se produira dans les semelles lorsque la poutre entière se trouvera chargée.

Formules dans le cas d'une charge uniforme. — Les k travées dont la poutre se compose sont chargées chacune d'un poids $2p$; le poids de la moitié des deux travées extrêmes se transporte directement aux culées et se trouve annulé par une réaction égale.

La réaction P des culées est donc égale à p (k—1).

Les formules (8) et (9) nous donnent : (10) $t_m = q_m = \frac{p(k-1) - 2mp}{cos\alpha} = p\frac{k-2m-1}{cos\alpha}$.

L'équation (5) va nous fournir les valeur successives de (Q) :

$$Q_{m+1} - Q_m = (t_m + q_m) \sin\alpha = 2p \tan\alpha (k - 2m - 1);$$

faisons successivement $m = 1, 2, 3, 4.....$, nous aurons :

$$Q_2 - Q_1 = 2p(k - 2 - 1) \tan\alpha$$
$$Q_3 - Q_2 = 2p(k - 2.2 - 1) \tan\alpha$$
$$Q_4 - Q_3 = 2p(k - 2.3 - 1) \tan\alpha$$
$$Q_m - Q_{m-1} = 2p(k - 2(m-1) - 1) \tan\alpha$$

Ajoutant toutes ces équations, membre à membre, nous trouvons :

$$Q_m - Q_1 = 2p \tan\alpha [(m-1) k - 2(1 + 2 + 3 + \ldots\ldots + (m-1)) - (m-1)]$$

Remarquant que ($Q_1 = 2p\,(k\text{-}1)$ *tang*α et que la somme des n premiers nombres entiers est égale à $\left(\frac{n(n+1)}{2}\right)$, nous arrivons à

$$(11) \qquad Q_m = 2p \operatorname{tang} \alpha . m . (k - m).$$

Reste à calculer les valeurs successives de T; et c'est l'équation (7) qui nous les donne :

$$T_{m+1} - T_m = (t_{m-1} + q_m) \sin \alpha,$$
$$T_{m+1} - T_m = 2p \operatorname{tang} \alpha\, (k - 2m).$$

Faisant successivement dans cette équation $m = 1, 2, 3.....$, nous aurons :

$$T_2 - T_1 = 2p \operatorname{tang} \alpha\, [k - 2.1]$$
$$T_3 - T_2 = 2p \operatorname{tang} \alpha\, [k - 2.2]$$
$$T_4 - T_3 = 2p \operatorname{tang} \alpha\, [k - 2.3]$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$T_m - T_{m-1} = 2p \operatorname{tang} \alpha\, [k - 2\,(m - 1)]$$

Ajoutant toutes ces équations, membre à membre, et remarquant que

$$T_1 = P \operatorname{tang} \alpha = 2p\,(k - 1) \operatorname{tang} \alpha . \frac{1}{2},$$

nous arrivons à

$$(12) \qquad T_m = 2p \operatorname{tang} \alpha \left[m\,(k - m + 1) - \frac{k+1}{2}\right].$$

Les formules (10) (11) (12) nous donnent les tensions et compressions produites par la charge uniforme dans toutes les tiges et dans toutes les sections des semelles et le problème que nous nous étions posé est complètement résolu.

Les variations des tensions et compressions des tiges inclinées nous sont indiquées par la formule (10); ces forces t et q ont leur maximum pour ($m = 0$) et vont en décroissant jusqu'à ce que m atteigne la valeur $\frac{k\text{-}1}{2}$, alors elles s'annulent, puis changent de signe et passent par le même série de valeurs absolues entre le milieu de la poutre et l'autre culée. — Si k est pair, on ne peut avoir $2m = (k\text{-}1)$, donc les valeurs de t et q n'atteignent pas zéro, mais elles s'en approchent de très-près.

Si l'on cherche le maximum de Q_m avec la formule (11) on voit qu'il se produit pour $\left(m = \frac{k}{2}\right)$, et si l'on cherche celui de T_m avec la formule (12) on voit qu'il se produit pour $\left(m = \frac{k+1}{2}\right)$. — Ces deux maximums se produisent donc vers le milieu de la poutre; la compression de la semelle supérieure et la tension de la semelle inférieure vont en croissant depuis les culées jusqu'au milieu de la poutre.

Le maximum de Q est égal à

$$\frac{1}{2} p \operatorname{tang} \alpha . k^2$$

et le maximum de T à

$$\frac{1}{2} p \tan \alpha (k^2 - 1)$$

ces deux quantités sont sensiblement égales pour peu que le nombre des travées soit notable.

Ainsi les tensions et compressions dans les semelles varient en sens inverse des tensions et compressions dans les tiges ; les premières augmentent et les secondes diminuent depuis les extrémités jusqu'au milieu de la poutre.

Assimilation des poutres en treillis et du système à triangles. — L'assimilation des poutres en treillis et du système à triangles, que nous venons de calculer, est assez délicate et paraît tout d'abord d'une assez médiocre exactitude; cependant elle est généralement admise et ne conduit point à de mauvais résultats dans la pratique. — On peut donc la considérer comme suffisamment justifiée.

Dans le système à triangles, les semelles horizontales ABC... A'B'C'... sont formées de pièces articulées en chacun des sommets; dans les poutres en treillis, les semelles sont des feuilles de tôle continues, posées horizontalement; comme leur longueur est considérable relativement à leurs autres dimensions, elles jouissent d'une grande flexibilité et on peut admettre qu'elles possèdent une charnière ou articulation en un point quelconque de leur portée.

Si nous considérons maintenant les liens inclinés tels que AA' et BB', on les remplace par une série de liens parallèles répartis entre AA' et BB', entre BB' et CC', et tels que la somme de leurs sections transversales soit égale à la section que le calcul indique pour AA' et BB'. On opère de même pour les liens A'B inclinés en sens contraire. On admet ainsi que les forces t et q, calculées précédemment, se partagent entre toutes les tiges inclinées qui viennent rencontrer la base AB de ce que nous avons appelé une travée de la poutre à triangles; cette hypothèse n'a rien qui puisse étonner, si l'on remarque que AB est toujours une fraction très-faible de la portée totale de la poutre et que la variation des efforts transmis aux pièces inclinées doit être peu sensible sur une aussi petite longueur

Le calcul des poutres en treillis sera donc facile; en chaque point des semelles, nous avons la tension ou la compression, ce qui nous donne la section eu égard au travail que l'on veut imposer à la matière par unité de surface; de même, pour chaque faisceau de tiges inclinées, correspondant à la base AB des triangles du système générateur, on a l'effort total, qui, divisé par le nombre des tiges du faisceau, donne l'effort afférent à chaque tige et par suite sa section.

La section des semelles ira en croissant des extrémités au milieu de la poutre, tandis que celle des faisceaux des tiges inclinées ira en décroissant.

On sait que, généralement, les lames du treillis sont rivées, en haut et en bas, entre deux cornières rivées elles-mêmes sur les semelles; la rivure étant faite à chaud et comprenant plusieurs rivets, il n'existe point, à vrai dire, de centre d'articulation aux extrémitées des tiges inclinées; peut-être avec le temps la rivure se desserrera-t-elle et arrivera-t-elle à permettre un certain jeu, mais, dans le principe, il est certain que l'articulation est absente et que même on la proscrit sévèrement.

En outre, les tiges inclinées en sens contraire, lorsqu'elles se rencontrent, ne sont point simplement accolées, on les réunit encore par un rivet, et on les rend solidaires, ce qui est absolument contraire à notre théorie.

On admet, ce qui n'est nullement démontré, que ces modifications n'ont pour

effet que de consolider le système ; mais la seule sanction de la théorie que nous avons exposée, c'est qu'elle ne conduit pas à de mauvais résultats dans la pratique.

Remarques sur les treillis. — « A ne considérer que superficiellement les poutres à treillis, on est tenté de croire, dit M. l'ingénieur Collignon, qu'un tel système doit conduire à une réduction du poids de la poutre. Il y a avantage, en effet, à éloigner de l'axe neutre les fibres résistantes qui composent une poutre, et à les concentrer dans deux bandes séparées l'une de l'autre par le plus grand intervalle possible : cette considération a conduit à évider la région voisine de l'axe neutre et à transformer en treillis la paroi pleine. Ce raisonnement est démenti par l'expérience et par la théorie. L'expérience démontre que les économies de métal faites dans la construction d'un pont à treillis sont toujours, au delà d'une certaine limite, préjudiciables à la durée de l'ouvrage. La théorie met en évidence le rôle que joue dans la résistance de la ferme la paroi, pleine ou évidée, qui rattache l'une à l'autre les deux tables.

Cette paroi est l'organe par lequel s'opère la transmission des tensions et des pressions d'une région à l'autre de la pièce, et elle a besoin d'être nourrie en vue de ce travail indispensable à l'équilibre moléculaire de la construction. »

L'effort tranchant A est sensiblement le même dans une poutre à treillis et dans une poutre à âme pleine, de même portée, la charge fixe et la surcharge ne variant pas.

Dans une poutre à treillis, l'effort tranchant s'exerce obliquement sur $2n$ barres, auxquelles on peut faire supporter un effort maximum R par millimètre carré de section ; le minimum de la section droite d'une barre est donc donné par la fraction

$$\frac{A}{2n \cos \alpha . R},$$

et le volume du treillis pour un élément de longueur (dx) de la poutre est par suite égal à

$$\frac{A}{2n \cos \alpha . R} \cdot \frac{dx}{\sin \alpha} \cdot 2n \quad \text{ou à} \quad \frac{2\,A dx}{R \sin 2\alpha},$$

expression qui, dans le cas le plus favorable, celui où $(\alpha = 45°)$, se réduit à $\left(\frac{2A.dx}{R}\right)$. »

Dans une poutre pleine, placée dans les mêmes conditions, la section de l'âme se déduira de l'équation $\left(\frac{A}{R}\right)$, et le volume élémentaire de cette âme sera $\left(\frac{A dx}{R}\right)$, c'est-à-dire la moitié du précédent.

La paroi évidée du treillis consomme donc deux fois plus de métal que ne le ferait une âme pleine.

« Malgré cette infériorité économique du treillis, dit encore M. Collignon, on ne renoncera pas à ce mode de construction, pour s'en tenir exclusivement aux ponts à poutres pleines. L'élégance d'un treillis bien dessiné et l'aspect repoussant d'une paroi pleine ramèneront toujours un grand nombre de constructeurs à préférer le système le plus satisfaisant à l'œil au système dont le bon marché est le seul mérite. »

En résumé, la paroi en treillis pèse plus que la paroi pleine, et, parmi les diverses inclinaisons de treillis, la plus avantageuse est celle de 45°.

Poutres du système Howe ou Jones. — On connaît en Europe la poutre Howe, en bois et fer, et dont on s'est servi surtout pour des ponts provisoires; cette poutre construite tout en métal porte en Amérique le nom de poutre Jones.

Le type générateur de la poutre Howe est celui que représente la figure 26, planche II; il comprend deux semelles horizontales $A_0A_1A_2$... $B_0B_1B_2$... réunies par deux séries de liens les uns verticaux, les autres inclinés et faisant avec la verticale l'angle α.

Les liens verticaux ne travaillent que par extension, aussi sont-ils en fer; les liens inclinés au contraire ne travaillent que par compression, aussi sont-ils en bois ou en fonte. C'est au moyen de vis, dont les liens sont munis, qu'on les met dans des positions telles qu'ils travaillent comme on se le propose; ainsi les liens inclinés sont fortement serrés aux abouts, de manière que la compression seule leur soit permise. Il va sans dire qu'un pareil résultat à obtenir demande beaucoup de soins lors du montage, et que l'état des choses se modifie sans cesse par suite des trépidations et vibrations qui déterminent petit à petit du jeu dans les assemblages; il faut donc vérifier de temps en temps les pièces et procéder à de fréquents règlements, si l'on veut maintenir la construction dans ses conditions théoriques de premier établissement.

Le procédé simple, qui nous a servi à calculer les efforts exercés dans les diverses pièces d'un treillis ou lattice, est exactement applicable ici :

Désignons par T_m l'extension de la partie. . . . . . $A_{m-1}A_m$ de la semelle inférieure,
— Q_m la compression de la partie. . . . $B_{m-1}B_m$ — supérieure,
— t_m l'extension de la tige verticale. . . B_mA_{m+1}
— q_m la compression de la tige inclinée. B_mA_m

Supposons qu'il existe k sommets tels que A, entre les extrémités de la poutre et qu'à chacun d'eux soit suspendu un poids $2p$; la réaction P de la culée sera égale à kp.

Faisons une section de la poutre par un plan vertical xy passant au sommet BM et exprimons que l'équilibre existe dans cette section en supposant la portion de droite enlevée; nous devons ajouter aux forces extérieures la compression Q_{m+1}, la tension $T_{m+,}$ et la tension t_m. Puisque toutes les forces sont en équilibre, la somme de leurs projections sur un axe quelconque est nulle; projetons-les sur la verticale, puis sur l'horizontale nous aurons les deux équations :

$$t_m - P + 2mp = 0 \quad \text{ou bien} \quad t_m = P - 2mp = p(k - 2m,$$
$$Q_{m+1} - T_{m+1} = 0 \quad \text{ou bien} \quad Q_m = T_m.$$

Faisons maintenant une section par le plan vertical intermédiaire $x'y'$ et exprimons encore que l'équilibre existe entre toutes les forces extérieures et les réactions de la partie de la poutre située à droite de la section; appliquons à cet effet le théorème des projections des forces, il nous donnera :

$$\cos\alpha . q_m = P - 2mp \quad \text{ou bien} \quad (1)\ q_m = \frac{p(k-2m)}{\cos\alpha} = \frac{t_m}{\cos\alpha}$$
$$Q_m = T_{m+1} - P\tang\alpha + 2mp\tang\alpha \quad \text{ou bien} \quad (2)\ Q_m = T_{m+1} + p\tang\alpha(2m-k) = T_m$$

Les équations (1) et (2) renferment la solution complète du problème et nous permettent de calculer par cheminement les efforts de toutes les pièces.

Cependant la formule (2) peut se simplifier ; elle s'écrit :

$$T_{m+1} = T_m + p \tang \alpha (k - 2m),$$

faisant successivement $m = 1, 2, 3..$, et remarquant que

$$T_1 = P \tang \alpha = kp \tang \alpha,$$

nous obtenons la série d'équations :

$$\begin{array}{l} T_1 = kp \tang \alpha \\ T_2 = T_1 + p \tang \alpha (k - 2.1) \\ T_3 = T_2 + p \tang \alpha (k - 2.2) \\ \cdots\cdots\cdots\cdots \\ \cdots\cdots\cdots\cdots \\ T_m = T_{m-1} + p \tang \alpha (k - 2(m-1) \end{array}$$

Ajoutant ces équations membre à membre, et remarquant que la somme des n premiers nombres entiers est égale à $\left(\frac{n\,(n+1)}{2}\right)$, nous arrivons définitivement à

$$(3) \qquad T_m = p.m\,(k - m + 1) \tang \alpha = Q_m$$

qui, combinée avec

$$t_m = (k - 2m)p \quad \text{et} \quad q_m = \frac{(k - 2m)p}{\cos \alpha},$$

permet de calculer tous les éléments du problème.

On voit que les quantités t et q ont leur maximum dans le lien le plus proche des culées et vont sans cesse en diminuant jusqu'à s'annuler au milieu de la poutre, tandis que T et Q ont au contraire leur maximum au milieu de la poutre et vont en diminuant à mesure qu'on s'approche des culées ; ces quantités sont du reste toujours positives. Il n'en est point de même pour (t) et (q); elles changent de signe au milieu de la poutre, et, si l'on veut que les pièces travaillent de la manière prévue, il faut composer la moitié de droite de la poutre symétriquement à la moitié de gauche.

Le maximum de T et de Q est égal à

$$p \tang \alpha \left(\frac{k+1}{2}\right)^2;$$

il servira à déterminer la section maxima des semelles.

Pour passer du système théorique, base de nos calculs, au véritable système de Howe, on remplacera chacune des tiges verticales ou inclinées par un certain nombre d'autres, de manière à avoir des faisceaux de n tiges, la section de chaque tige étant la $n^{ième}$ partie d'une tige unique qui serait destinée à résister aux efforts t ou q.

On ajoute aussi d'ordinaire la seconde diagonale A_2B_0 des carrés tels que $A_0A_1B_1B_2$, et on la remplace par un faisceau de pièces inclinées égales en section, mais moitié moins nombreuses que celles qui représentent la diagonale A_1B_1.

Ces diagonales supplémentaires sont simplement appuyées contre les semelles,

sans les presser ; elles ne doivent pas travailler sous la charge uniforme et complète, et ne peuvent travailler qu'accidentellement par l'effet d'une charge isolée. — C'est quelque chose comme un surcroît de rigidité. — Mais il est clair que cette disposition exige un règlement fréquent et minutieux.

Ces poutres américaines, dit M. Collignon, exigent un règlement fréquemment renouvelé et assez délicat à faire. — L'opération du règlement a quelque chose d'analogue à celle de l'accord du piano ; il faut tendre certains boulons, en détendre d'autres.

Les pressions variant suivant la position des surcharges, et pouvant même se renverser, on conçoit que les pièces sont soumises à des trépidations et comme à des chocs perpétuels qui en altèrent la solidité.

La poutre de Howe n'est employée en Europe qu'à titre d'ouvrage essentiellement provisoire.

Les Américains font un grand usage des systèmes que nous venons de décrire et de systèmes dérivés ou analogues ; on en trouvera de nombreux exemples dans le rapport de mission de M. l'ingénieur Malézieux. — Nous doutons que, malgré les avantages économiques, elles arrivent à prendre chez nous un développement sérieux.

Poutres américaines à plusieurs travées. — Les Américains ne se servent guère des poutres à plusieurs travées, et nous pensons qu'avec leurs systèmes compliqués ils ont parfaitement raison, car il serait difficile de se rendre un compte exact de l'influence que la charge d'une travée exerce sur les travées voisines.

En Europe, on a bien souvent recours aux poutres en treillis à plusieurs travées solidaires ; la théorie nous permet alors de calculer en chaque point l'effort tranchant et le moment fléchissant ; en particulier, on détermine facilement les réactions des appuis et ce sont les seules quantités qu'il soit utile de connaître pour faire le calcul tel que nous l'avons indiqué.

Dans ce cas, du reste, on peut recourir à la méthode suivante de calcul que développe M. Bresse, et qui donne des résultats peu différents de ceux que nous avons trouvés.

Soit une poutre en treillis, figure 27, planche II, dans laquelle les liens inclinés CC', DC' ont été décomposés chacun en un faisceau de n liens parallèles ; coupons la poutre par un plan vertical xy, ce plan ne rencontrera évidemment que la moitié des (n) liens de chaque faisceau ; les efforts supportés par l'ensemble de ces $\frac{n}{2}$ liens seront donc la moitié des quantités que nous avons appelées plus haut t et q.

D'après la connaissance de la charge fixe et de la surcharge, du nombre et des dimensions des travées, nous connaissons pour chaque section de la poutre le moment X et l'effort tranchant P dû aux forces extérieures.

Or, dans la section xy il doit y avoir équilibre entre les forces extérieures et les réactions moléculaires que la partie de gauche exerce sur la partie de droite qu'on suppose enlevée ; ces réactions moléculaires sur les tensions T et $\frac{t}{2}$ et les compressions Q et $\frac{q}{2}$, et les forces extérieures se réduisent à l'effort tranchant P et au couple X.

Exprimons que l'équilibre existe en écrivant que : 1° la somme des projections de toutes les forces est nulle sur l'horizontale et sur la verticale ; 2° le moment résultant de toutes les forces est nul par rapport au point M par exemple :

cela nous donne les trois équations :

$$Q-T+\frac{1}{2}(q-t)\sin\alpha=0,$$

$$\frac{1}{2}(q+t)\cos\alpha+P=0,$$

$$Th+\frac{1}{4}(t-q)h\sin\alpha+X=0.$$

Nous voilà en présence de trois équations pour déterminer quatre inconnues ; mais la méthode, par laquelle nous avons calculé plus haut le système triangulaire simplifié d'où dérive le treillis, nous a appris que les quantités t et q, affectées du même indice, différaient d'une manière peu sensible. On peut donc prendre :

$$t=q \text{ et il en résulte : } Q=T, \quad t\cos\alpha+P=0, \quad Th+X=0.$$

Cela nous donne nos quatre équations pour déterminer nos quatre inconnues.

Poutres à semelles paraboliques Bow-strings.— On rencontre quelquefois des formes de poutres analogues aux solides d'égale résistance, et qui, au lieu d'être limitées à deux semelles horizontales, sont terminées soit à deux paraboles à axe vertical, soit à une parabole et à une droite horizontale.

Lorsque la semelle supérieure est un arc de parabole (abc) et la semelle inférieure une horizontale (ab), on a ce qu'on appelle le bow-string, ou l'arc avec sa corde (fig. 28).

L'âme peut être pleine ou évidée ; lorsqu'elle est évidée, on peut l'obtenir évidemment soit par un treillis, soit par le système de Howe. — Dans chaque cas, on se donne le sens dans lequel on veut que les pièces travaillent, et c'est par un règlement que dans la pratique on réalisera cette hypothèse.

Quoi qu'il en soit, voici comment on fixera les dimensions de la poutre ; on fera à des intervalles suffisants des sections par des plans verticaux xy, et on calculera dans ces sections le moment fléchissant X et l'effort tranchant P dû aux forces extérieures; ces quantités sont, pour ainsi dire, indépendantes de la forme de la poutre dont on se donne le poids approximatif.

On exprimera dans chaque section, comme nous venons de le faire tout à l'heure, qu'il y a équilibre entre les forces extérieures, représentées par le moment X et la force P, et les réactions moléculaires représentées par les tensions ou compressions des pièces qu'est venu couper le plan xy.

La condition d'équilibre entraîne trois équations : donc, on aura toutes les réactions inconnues pourvu que le plan xy ne rencontre, en outre des deux semelles, qu'un lien incliné. — Si deux liens se trouvaient rencontrés, il faudrait introduire une hypothèse sur la relation qui lie les efforts auxquels ils sont soumis.

Remarquez qu'il ne sera pas toujours possible que les efforts s'exercent dans le sens qu'on s'est donné tout d'abord ; mais, le signe qu'on trouvera pour les inconnues indiquera toujours si l'on s'est trompé ; dans ce cas, on arrivera à des quantités négatives et il faudra changer une tension en pression, ou inversement.

Ces formes compliquées ne donnent que peu d'économie de matière ; elles augmentent les difficultés de construction ; on ne les a pas accueillies avec faveur et nous pensons qu'on a bien fait.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES SUR L'EMPLOI DES MATÉRIAUX

Le constructeur doit avoir toujours présents à l'esprit quelques principes élémentaires faciles à retenir.

1° Lorsqu'une pièce présente des défauts, et qu'on est forcé de l'employer néanmoins, il faut s'arranger de manière à placer ces défauts aux environs de la fibre neutre, c'est-à-dire aux endroits qui travaillent le moins.

Ainsi, dans les pièces en bois, les nœuds et la carie partielle de quelques fibres sont des causes notables de diminution de la résistance ; on aura donc soin de placer les parties noueuses ou malsaines, là où les efforts sont minimums.

Dans une pièce supportant des efforts d'extension dans le sens des fibres, un défaut, une crevasse, parallèles aux fibres, n'ont pas grande importance et peuvent être tolérés, car ils ne nuisent point à la résistance longitudinale; au contraire, une coupure, une crevasse, transversales aux fibres, sont très-dangereuses, puisqu'elles ont pour effet de réduire la section qui résiste aux efforts.

Lorsqu'une pièce supporte des efforts de compression, c'est l'effet inverse qui se produit ; toute crevasse transversale est peu importante, puisque l'effort, qui est parallèle aux fibres, tend à appliquer l'un contre l'autre les bords de la crevasse. Au contraire, une crevasse parallèle aux fibres détruit leur adhérence réciproque et les expose à flamber plus facilement lorsqu'elles sont comprimées suivant leur axe.

Lorsqu'une pièce est soumise à des efforts de flexion, une poutre, par exemple, nous avons vu que certaines fibres étaient comprimées, d'autres tendues, et qu'il y avait une fibre neutre, c'est-à-dire soustraite à toute action. Ceci posé tout défaut situé dans le voisinage de la fibre neutre n'a pas grand inconvénient ; une fracture transversale sera dangereuse dans les parties soumises à la tension ; inversement une fracture longitudinale sera dangereuse dans les parties soumises à la compression et sans inconvénient dans les parties soumises à un effort de tension.

Lorsqu'un arbre est soumis à la torsion, les efforts tendent à produire des glissements dans les sections transversales ; donc toute cassure dans une section transversale sera dangereuse, tandis qu'une crevasse parallèle aux fibres n'altérera guère la résistance.

2° La remarque précédente trouve une application fort importante en pratique dans la manière dont on doit composer les paquets de fer que l'on chauffe pour les porter ensuite soit à la forge, soit au laminoir pour les transformer en des pièces déterminées.

Ainsi les paquets destinés à fournir des tirants en fer soumis à l'extension ou des arbres soumis à la torsion seront composés avec de longues tiges accolées parallèlement et soudées les unes aux autres par un martelage énergique. L'adhérence des tiges peut être imparfaite sans qu'il y ait grand risque pour la résistance.

Lorsqu'une pièce doit résister à la flexion, on peut la composer avec des lames de fer accolées les unes aux autres et placées de champ, c'est-à-dire verticalement si la pièce est horizontale et soumise à des poids verticaux.

Nous avons calculé, dans la section des chaudières à vapeur (page 499) quelle épaisseur il convenait de donner au corps cylindrique d'une chaudière à l'intérieur de laquelle s'exerce une pression effective (p); il était inutile de reproduire ici ces calculs que l'on appliquera facilement à un réservoir quelconque. En ce qui

touche la construction de ces réservoirs cylindriques qui s'exécutent presque toujours en feuilles de tôle rivées, on aura soin de ne pas placer les feuilles, le sens du laminage parallèle aux génératrices, parce que les crevasses tendent toujours à se produire dans le sens du laminage, et c'est le long des génératrices que s'exerce le plus grand effort d'extension. On roulera donc les feuilles transversalement sur le cylindre, de manière à placer le sens du laminage suivant la section droite. Mais il est préférable encore de constituer les parois du cylindre avec des feuilles ou rubans enroulés en hélice et soudés les uns aux autres.

3° Nous répèterons encore ici la recommandation déjà faite dans le traité de l'*exécution des travaux :* c'est d'avoir soin de donner aux pièces en fonte une épaisseur uniforme et peu considérable. On y arrive en adoptant les sections évidées par exemple, en forme de croix. Lorsque l'épaisseur de la fonte est considérable, la surface se refroidit rapidement au contact de l'air et se solidifie, tandis que l'intérieur est encore liquide ; cette partie liquide ne peut plus se contracter librement, et, lorsqu'elle se solidifie, il se forme des cavités, des poches plus ou moins grandes, très-nuisibles à la résistance. La fonte au contact de l'air subit, du reste, une sorte de trempe qui en augmente la dureté et il y a avantage à développer le plus possible la surface exposée à l'air.

Pièces composées. — Lorsqu'on n'a pas à sa disposition des pièces de bois ou de fer d'un équarrissage assez considérable pour résister aux efforts qui se présentent, on adopte quelquefois des pièces composées avec plusieurs autres juxtaposées.

S'il y a simple juxtaposition, comme dans la figure 29, planche II, les faces en contact n'ont aucune influence réciproque ; chaque pièce fléchit comme si elle était seule, et la résistance totale est la somme des résistances élémentaires. On peut poser les pièces les unes à côté des autres ou les superposer, la résistance a toujours la même valeur.

Au contraire, s'il y a liaison absolue entre les pièces, que l'une ne puisse fléchir sans l'autre, la résistance de la poutre composée sera sensiblement la même que si cette poutre était formée d'une pièce unique ayant la section totale de l'ensemble.

Cette condition peut se réaliser comme le montre les figures 30 et 31, soit en assemblant les pièces au moyen d'entailles et de redans, soit en les reliant par des coins engagés à la fois dans les pièces en contact : on aura soin d'entourer le tout avec des brides en fer suffisamment serrées pour produire un frottement énergique.

La disposition relative des pièces, qui composent une poutre, a sur la résistance et sur la flexion la même influence que nous avons reconnue à la forme de la section d'une pièce unique. A section constante, la résistance d'une pièce unique est très-variable, il en est de même d'une pièce composée.

Ainsi, lorsqu'une poutre est formée de plusieurs madriers, on ne les placera pas à côté les uns des autres, mais on les superposera autant que possible de même que l'on place verticalement le plus grand côté de la section d'une pièce simple.

Inconvénient d'allier le bois et le fer. — C'est une pratique encore assez fréquente que de renforcer par des feuilles de tôle ou par une barre de métal des poutres en bois. Il vaut mieux recourir alors à une poutre armée ; car la juxtaposition du bois et du métal ne peut donner de bons résultats :

En effet, l'intensité de la flexion n'est pas la même ; pour travailler à la limite voulue, le bois doit fléchir d'une certaine quantité et le fer d'une quantité toute différente. C'est donc le travail de l'une des pièces qui sera prépondérant ;

l'autre ne travaillera que fort peu ou travaillera d'une manière exagerée. Dans tous les cas, il existe un inconvénient sérieux.

CIRCULAIRES MINISTÉRIELLES POUR LES ÉPREUVES A FAIRE SUBIR AUX PONTS MÉTALLIQUES.

La base des calculs préliminaires, qui servent à rédiger les projets des ponts métalliques et des ponts en charpente, c'est la connaissance de la surcharge maxima que ces ouvrages sont exposés à subir.

Cette surcharge est fixée pour les ponts métalliques par des circulaires ministérielles qui déterminent en outre le maximum des efforts à imposer à la fonte et au fer par unité de surface.

Bien que les circulaires aient surtout en vue les ponts métalliques, nous pensons qu'elles doivent aussi, à moins de circonstances exceptionnelles, être appliquées aux ponts en charpente.

Voici les deux circulaires en question qui ont trait, l'une aux ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer, l'autre aux ponts métalliques supportant les voies de terre.

1° *Épreuves des ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer. Circulaire du 26 février* 1858.

Paris, 26 février 1858.

Monsieur, j'ai l'honneur de vous informer que, d'après l'avis émis par le conseil général des ponts et chaussées, j'ai réglé de la manière suivante les épreuves à faire subir aux ponts métalliques supportant les voies des chemins de fer.

« Ces épreuves seront de deux espèces, et auront lieu d'abord par un chargement de poids mort, ensuite au moyen de poids roulant :

« 1° Chaque mètre linéaire de simple voie sera chargé d'un poids additionnel de 5,000 kilogrammes pour les travées d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, et de 4,000 kilogrammes pour celles d'une ouverture supérieure à 20 mètres, sans que, dans ce dernier cas, le poids puisse jamais être moindre que 100 tonnes. Cette charge devra rester au moins huit heures sur le pont, et n'en être retirée que deux heures après que la flèche prise par les poutres aura cessé de croître.

« Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles sera chargée d'abord isolément ; elles le seront ensuite simultanément.

« Dans les ponts où les voies sont solidaires entre elles, chaque voie sera chargée successivement, l'autre voie restant libre. Elles le seront ensuite simultanément.

« Chaque épreuve partielle aura lieu conformément aux prescriptions du premier paragraphe du présent article.

« 2° Une première épreuve au moyen de poids roulant se fera par le passage, sur chaque voie, d'un train composé de deux machines pesant chacune avec leur tender 60 tonnes au moins, et de wagons portant chacun un chargement de 12 tonnes, en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée entière. Ce

train marchera successivement avec des vitesses de 20 kilomètres et de 35 kilomètres à l'heure.

« Une seconde épreuve aura lieu au moyen du passage sur la voie d'un train composé de deux machines, pesant chacune avec leur tender 35 tonnes au moins, et de wagons dont le poids sera établi comme dans les trains ordinaires de voyageurs et en nombre suffisant pour couvrir au moins une travée entière. Ce train marchera successivement avec des vitesses de 40 kilomètres et de 70 kilomètres à l'heure.

« Pour les ponts à deux voies, les épreuves par poids mouvant auront lieu d'abord sur chaque voie isolée, puis simultanément sur les deux voies, en faisant marcher les deux trains parallèlement dans le même sens, ensuite en sens opposé, de manière à se croiser sur le milieu des travées. »

Je vous prie, Monsieur, de m'accuser réception de la présente dépêche.

Recevez, Monsieur, l'assurance de ma considération très-distinguée.

Le Ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics,

Signé : E. ROUHER.

2° Épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre. Circulaire du 15 *juin* 1869.

15 juin 1869.

Monsieur, par une circulaire du 26 février 1858, l'un de mes prédécesseurs a déterminé le mode des épreuves auxquelles doivent être soumis les ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer; mais jusqu'à présent les épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre n'ont été l'objet d'aucune instruction générale. Le grand développement donné à ce genre de construction imposait à l'administration le devoir de combler cette lacune.

Le conseil général des ponts et chaussées, saisi de la question, a été d'avis, Monsieur, et j'ai reconnu avec lui que les ponts métalliques, dépendant des voies de terre placées dans les attributions du ministère des travaux publics, doivent satisfaire aux conditions ci-après énoncées :

I. Les travées métalliques devront être en état de livrer passage à toute voiture dont la circulation est autorisée par le règlement du 10 août 1852, sur la police du roulage et des messageries, c'est-à-dire aux voitures attelées, au maximum, de cinq chevaux, si elles sont à deux roues, et de huit chevaux, si elles sont à quatre roues.

On admettra que le poids du chargement et de l'équipage peut s'élever à 11 tonnes pour les voitures à deux roues et à 16 tonnes pour les voitures à quatre roues dont les essieux sont écartés de 3 mètres.

II. Les dimensions des pièces des travées métalliques seront calculées de telle sorte que le travail du métal, par millimètre quarré, sous la plus grande charge pouvant résulter des stipulations de l'article 1er ou des épreuves dont il sera parlé ci-après, soit limité, savoir :

A 1 kilogramme, pour la fonte travaillant par extension;

A 5 kilogrammes, pour la fonte travaillant par compression;

A 6 kilogrammes, pour les fers forgés ou laminés, tant à l'extension qu'à la compression.

Toutefois l'administration se réserve d'admettre des chiffres plus élevés pour les grands ponts, lorsque des justifications suffisantes seront produites en ce qui touche les qualités de la matière, les formes ou les dispositions des pièces.

III. Chaque travée métallique sera soumise aux épreuves suivantes :

Une première épreuve, par poids mort uniformément réparti, sera faite au moyen d'une charge additionnelle de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier, trottoirs compris. Cette charge devra demeurer en place pendant huit heures au moins, et, en tout cas, jusqu'à ce que le tablier ait cessé de s'abaisser.

On procédera ensuite à une seconde épreuve, par poids roulant, avec celles des voitures à deux roues ou à quatre roues qui, chargées au maximum, produiraient le plus grand effort, eu égard à l'ouverture de la travée. Cette épreuve sera réalisée en faisant passer en même temps, au pas, sur le tablier, autant de voitures qu'il en pourra contenir avec leurs attelages, sur le nombre de files que comportera la largeur de la voie charretière.

L'ensemble de toutes les voitures que pourra ainsi contenir la travée y stationnera pendant une demi-heure.

Pour les ponts à plusieurs travées, chacune d'elles sera chargée isolément; elles le seront ensuite simultanément.

C'est en s'appuyant sur l'expérience qu'a fait acquérir la construction de nombreux ouvrages que l'administration s'est crue autorisée à fixer à la fois les conditions des épreuves et les limites des tensions, c'est-à-dire à arrêter les bases sur lesquelles doit reposer la rédaction des projets. Elle entend toutefois réserver à l'industrie et à la science le bénéfice des progrès qu'elles pourraient faire. Tel est l'objet du paragraphe final de l'article 2 de la présente circulaire.

L'article 1[er] pose un principe qui n'est pas discutable, c'est que les ponts métalliques doivent, comme tous les autres ponts, satisfaire aux conditions de la liberté du roulage telle qu'elle est admise par les lois et règlements. Les attelages étant seuls limités, il a fallu recourir à l'expérience pour estimer les plus grands chargements que comportent ces limites. Ils dépendent évidemment de la vigueur des chevaux attelés et de l'état de la voie sur laquelle le roulage s'opère. Les chiffres donnés au deuxième paragraphe de cet article 1[er] peuvent être considérés comme des maxima pour toute la France; ils résultent du témoignage unanime des ingénieurs attachés aux grandes compagnies des chemins de fer. S'il reste encore quelque incertitude, elle ne porte que sur l'écartement des essieux dans les chariots à quatre roues, attelés de huit chevaux, qui peuvent traîner 16 tonnes. L'erreur, sur ce point, n'excède pas $0^{m},50$ en plus ou en moins, et elle est en réalité sans importance, car ces chariots ne sont plus guère employés que pour le transport des machines ou de leurs organes, et ne parcourent que de faibles distances. Il n'y a pas lieu d'en tenir compte pour le calcul de la résistance des pièces transversales, puisque les deux roues de la charrette sont plus pesantes que deux des roues du chariot, et l'hypothèse d'un écartement de 3 mètres suffit très-bien à l'établissement des calculs pour la résistance des pièces longitudinales, lorsque la longueur du pont exige que l'on prenne en considération l'éventualité du passage des chariots.

Les épreuves réglées par l'article 3 donnent lieu, en ce qui concerne le chargement de poids mort uniformément réparti, à des observations analogues à celles qui ont déjà été présentées. Pour les ponts de faible ouverture, la charge de 400 kilogrammes par mètre quarré de tablier ne représente qu'une petite fraction des efforts qu'occasionnent les poids roulants. Si le pont avait une très-grande ouverture, la surcharge de 400 kilogrammes pourrait, au contraire devenir excessive, et il serait loisible aux auteurs des projets d'en discuter la convenance.

Je n'ignore pas que, dans quelques localités, les épreuves seront rendues difficiles par le manque des équipages nécessaires à leur réalisation. Les ingénieurs chercheront alors à arriver au même résultat à l'aide d'engins à peu près équivalents. Une garantie sérieuse aura été obtenue, en tout cas, par l'adoption des nouvelles bases fondamentales qui serviront dorénavant à l'établissement des projets.

Mais il ne suffit pas, Monsieur, de stipuler des garanties pour l'avenir : il convient, en outre, de chercher à prémunir contre tout danger la circulation du roulage sur les ponts métalliques qui existent aujourd'hui. Vous voudrez donc bien, dans ce but, procéder au recensement et à la vérification, sous le rapport de la stabilité, des ponts métalliques qui sont situés dans votre service et placés sous votre surveillance. Vous me ferez connaître, pour chaque pont : 1° la situation, le système et l'époque de sa construction; 2° l'ouverture droite ou biaise de chacune des travées qui le composent; 3° la largeur de sa voie charretière; 4° le travail maximum de traction ou de compression, rapporté à l'unité superficielle, qu'auraient à développer les pièces longitudinales et les pièces transversales métalliques si l'ouvrage était soumis aux épreuves réglées par l'article 3.

Ces documents peuvent être réunis en tableau. Vous les accompagnerez d'un rapport justificatif des propositions que vous croirez devoir m'adresser.

Je désire que votre travail puisse me parvenir dans un délai de trois mois.

Veuillez, Monsieur, m'accuser réception de la présente instruction, dont je joins ici un exemplaire pour chacun de MM. les ingénieurs attachés au service que vous dirigez.

Recevez, Monsieur, l'assurance de ma considération très-distinguée.

Le ministre de l'agriculture, du commerce et des travaux publics,

Signé : E. Gressier.

CHAPITRE II

PONTS EN CHARPENTE

Les ponts en charpente ont dû être inventés par les premiers hommes. On a commencé par jeter un tronc d'arbre au travers d'un ruisseau pour le passer à pied-sec; plusieurs arbres juxtaposés ont créé un passage plus large, praticable aux animaux et plus tard aux voitures. Lorsque la largeur du cours d'eau ne permit plus de le franchir avec un seul arbre, on eut l'idée d'établir au milieu du courant soit des piles en enrochements, soit des palées en charpente formées de pieux enfoncés dans le sol ou maintenus à leur base par un amas de grosses pierres.

Plus tard, on reconnut que les poutres horizontales seules étaient insuffisantes pour les longues portées, et les charpentiers eurent l'idée de construire des ponts à l'image des combles avec lesquels ils supportaient les toits des maisons. C'est alors qu'on forma les ponts avec des pans de charpente verticaux, ou fermes, plus ou moins espacées, et recouvertes par des madriers transversaux supportant un plancher.

Les ponts en charpente avaient pris au moyen âge un grand développement, et cela se conçoit car on en trouvait presque partout les matériaux sur place avec des ouvriers suffisamment instruits pour les mettre en œuvre. On élevait ainsi, en peu de temps et à peu de frais, des constructions qui rendaient en somme de grands services. Tous les anciens ponts de Paris étaient en bois.

Quand l'art de construire des voûtes se perfectionna, quand les nouvelles voies de communication permirent de transporter partout à peu de frais les pierres les plus résistantes, les chaux et les ciments, quand le travail de la fonte et du fer se développa de toutes parts, l'avantage économique des ponts en charpente ne tarda pas à s'atténuer ; leur grand inconvénient est d'être fort sensibles aux influences atmosphériques, d'exiger un entretien et une surveillance continuelle, et de périr en quelques années. Si à la dépense première de construction, on ajoute l'entretien et l'amortissement, il arrivera souvent que le pont en charpente sera plus coûteux que le pont en maçonnerie ou en métal.

Cependant, le pont en charpente peut encore rendre de grands services. Lorsqu'on n'a pas un gros capital disponible et qu'on se trouve dans un pays boisé, peu riche en matériaux et éloigné des grands centres de construction, ou bien lorsqu'on ne veut créer qu'un passage provisoire.

FORMES SIMPLES DE PONTS EN CHARPENTE

Le pont en charpente restera donc longtemps encore en usage, et mérite une étude détaillée.

Le pont le plus simple se compose d'une planche ou d'un madrier posé sur deux culées. Pour obtenir le maximum de résistance, il faut placer les pièces de champ, et alors, si l'on manque de largeur, on juxtapose plusieurs pièces semblables.

Lorsqu'il s'agit de constituer non pas une simple passerelle à piétons, mais un pont pour des bestiaux ou pour des voitures, on se sert de grosses poutres horizontales, plus ou moins espacées d'axe en axe, sur lesquelles on cloue transversalement le plancher.

Si l'écartement des poutres maîtresses ou longerons est un peu considérable, le plancher pourrait fléchir dans l'intervalle; alors on interpose entre ce plancher et les longerons des solives transversales, espacées de $0^m,40$ ou de $0^m,50$ et c'est sur ces solives, qui portent le nom de pièces de pont, qu'on vient ensuite clouer le platelage, formé de planches légères faciles à remplacer lorsqu'elles sont usées ou qu'elles viennent à se rompre accidentellement.

Ainsi, nous distinguons dans un tablier en charpente trois parties principales : les longerons ou fermes verticales qui supportent l'édifice, les pièces de pont qui réunissent les fermes entre elles, et le platelage qui recouvre les pièces de pont ; comme accessoire, il faut compter le garde-corps dont les montants verticaux s'assemblent généralement au bout des pièces de pont.

Culées, piles et palées. — Le tablier s'appuie à ses extrémités sur deux culées, et, si le passage est trop large pour être franchi avec une seule ferme, on en établit plusieurs qui reposent sur des supports intermédiaires portant le nom de piles, s'ils sont en maçonnerie, et de palées s'ils sont en charpente.

En ce qui touche les culées, généralement on laisse à la berge du cours d'eau son talus naturel de sorte qu'on n'a point de terres à soutenir et on établit le dernier support un peu en arrière de la ligne d'intersection du talus naturel de la berge avec le terrain de la vallée.

Dans certains cas cependant, lorsque la rivière doit être comprise entre des murs de quai, il faut constituer une culée ; on l'établit au moyen d'un revêtement en charpente, relié par des tirants et des boucliers intérieurs au massif de terrain qu'il recouvre ; nous verrons plus loin des exemples de ce genre. C'est un véritable mur de quai en charpente qu'il faut construire, et, comme le revêtement donne passage à l'eau, le massif postérieur peut se trouver délayé outre mesure et exercer dans certains cas une poussée considérable ; on évitera cet inconvénient si l'on peut faire en moellons bruts le remplissage derrière le revêtement.

Dans ces conditions, il sera presque toujours préférable, si les fondations ne sont pas trop difficiles, de construire une culée en maçonnerie.

Quant aux supports intermédiaires, il semble peu rationnel de les faire en maçonnerie; dans les ponts, ce sont les fondations et les piles qui coûtent le plus cher et qui prennent le plus de temps. Du moment qu'on peut établir des piles en maçonnerie, il sera en général plus économique de leur faire porter des

voûtes : aujourd'hui, la construction d'une voûte peut être rapidement enlevée et le motif du temps à gagner ne saurait être mis en avant. Avec les mortiers dont on dispose et des moellons bruts, on construit une voûte à peu de frais; pour avoir un tablier en charpente aussi solide que cette voûte, on dépensera certainement davantage.

Sauf des cas exceptionnels, c'est donc aux supports en charpente, c'est-à-dire aux palées qu'il faut recourir.

Quelle ouverture de travées ou, ce qui revient au même, quel écartement de palées doit-on adopter?

Il n'y a pas pour cela de règle précise; la même question s'est déjà présentée pour les ponts en maçonnerie. La réponse est la même ici : Si les fondations sont faciles, on pourra multiplier les points d'appui et on y aura avantage car les travées de faible ouverture sont plus commodes d'exécution et de montage et proportionnellement moins coûteuses. Mais si les fondations sont difficiles et coûtent cher, on aura avantage à écarter les palées bien qu'on soit conduit alors à adopter des fermes plus compliquées. C'est dans chaque cas, une étude comparative à faire entre les diverses solutions possibles, que l'expérience indique immédiatement.

Les palées en charpente sont à deux ou à un seul étage :

Lorsque la profondeur du terrain solide au-dessous de l'étiage ainsi que la hauteur du tablier au-dessus de l'étiage ne sont pas assez considérables pour que leur total dépasse la longueur des pieux dont on dispose, on compose la palée avec une ou plusieurs files de pieux et chaque file est recouverte d'un chapeau horizontal qui supporte les poutres du tablier. Dans ce cas on n'emploiera en général qu'une file de pieux que l'on réunit par des écharpes pour les rendre solidaires.

Il y a toujours un inconvénient à composer les palées avec une seule longueur de pieux; la partie du pieu qui est toujours noyée se conserve indéfiniment, mais la partie supérieure, et surtout la partie qui est alternativement mouillée et exposée à l'air, se pourrit assez vite et n'a qu'une durée très-limitée; elle doit être remplacée au bout de quelques années.

Lorsqu'au contraire les palées sont à deux étages, on arrête l'étage de fondation précisément au niveau des plus basses eaux; on recouvre les pieux qui le composent d'une plate-forme horizontale sur laquelle vient s'appuyer l'étage supérieur.

L'étage de fondation porte le nom de palée basse, et celui qui le surmonte est la palée haute.

La palée basse dure très-longtemps; quant à la palée haute, il faut la remplacer de temps en temps, et cette opération est facile à effectuer en basses eaux.

La division en palée haute et palée basse est forcée lorsque la hauteur qui sépare le tablier du terrain solide est trop considérable pour être franchie avec un seul pieu.

La figure 1 de la planche III, représente des basses palées formées d'une ou de deux files de pieux supportant des hautes palées qui ne comprennent qu'une file de pieux.

L'exemple de gauche montre comment les pieux ronds de fondation sont couronnés à leur sommet par deux moises horizontales solidement boulonnées l'une à l'autre, sur la face supérieure desquelles reposent les poteaux de la palée haute placés juste à l'aplomb des pieux de la palée basse.

A droite, on voit une autre disposition : la palée basse est formée de deux files de pieux; chaque file est couronnée par un cours de moises bien reliées entre elles; sur les deux cours de moises on en place d'autres transversalement, et celles-ci sont entaillées à leur rencontre avec celles-là, afin de s'opposer à tout déversement : sur la série des moises transversales, en leur milieu, on place un cours de moises longitudinales, parallèles aux files de pieux et c'est sur ce dernier que repose la palée haute. Le tout est relié par des boulons comme le montre la figure 1.

La palée basse peut être composée quelquefois de trois files de pieux.

Si le terrain est à peu de distance du niveau des basses eaux et que les pieux aient dans le sol une fiche considérable, il est évident qu'une seule file de pieux suffit pourvu que leur section soit convenable eu égard à la charge maxima; mais, si la fiche n'est pas considérable et que la partie libre du pieu ait une hauteur notable on peut avoir un déversement à craindre, et alors on préfère composer la palée basse avec deux ou trois files de pieux de moindre équarrissage; leur ensemble forme une sorte de chaise bien stable et le déversement n'est plus à craindre.

Lorsque la rivière coule sur le rocher, on ne peut battre de pieux; on compose les palées basses avec plusieurs files de poteaux solidement réunis les uns aux autres; on immerge le tout à la fois et on garnit l'intérieur et le pourtour de cette chaise avec des enrochements. Il va sans dire qu'on a relevé au préalable avec le plus grand soin la profondeur d'eau qui existe à l'aplomb de chaque poteau, et que les poteaux sont coupés à la longueur voulue pour porter tous à la fois sur le rocher. Nous avons déjà rencontré des exemples de ces chaises en charpente avec enrochements lorsque nous avons parlé des supports des cintres.

Il ne faut point oublier que les enrochements sont essentiellement mobiles, et que les crues les entraînent souvent en quantité considérable; ils doivent donc être l'objet d'une surveillance attentive; ils demandent à être nourris fréquemment et l'on doit avoir des dépôts de moellons bruts en réserve afin de parer à tout accident.

PONTS FORMÉS DE POUTRES HORIZONTALES.

Comme nous l'avons dit plus haut, le pont le plus simple est formé de poutres horizontales plus ou moins espacées, réunies par des pièces de pont entaillées à leur rencontre, et c'est sur ces pièces de pont qu'est cloué le platelage.

La circulation se fait directement sur le platelage; cependant, on a souvent recouvert le platelage soit d'une chaussée pavée soit d'une chaussée empierrée, mais ce mode de faire ne convient pas pour des ponts en charpente.

En effet, d'une part c'est une charge fixe considérable qu'on impose à la charpente, c'est-à-dire à quelque chose d'essentiellement léger; d'autre part, on maintient à la surface du platelage et des pièces de pont une humidité funeste à leur conservation. Ces pièces soumises à l'action de l'air libre d'un côté et à l'humidité de l'autre se trouvent dans un état très-favorable à la fermentation; elles ne tardent pas à se pourrir et se brisent un jour, au passage d'une voiture, sans qu'on ait pu constater facilement le mal à l'avance.

Ainsi, il est préférable de laisser le platelage à nu; on peut le composer avec de bonnes planches de chêne qu'on recouvre d'un bois plus tendre; lorsqu'une plaquette de celui-ci est usée, on la remplace immédiatement, pourvu qu'on ait soin d'en avoir toujours une certaine provision d'avance aux environs.

On peut se trouver embarrassé lorsqu'il s'agit de déterminer la section des poutres horizontales, en vue des charges destinées à circuler sur le pont.

Pour les grandes portées, on se tire d'affaire en admettant une charge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré; mais, pour des portées de quelques mètres, on comprend qu'il y aurait danger à agir ainsi. En effet, un chariot isolé peut donner un effort bien supérieur à celui qui résulte d'une charge uniforme.

Ainsi, il faut, pour le calcul des poutres considérer les véhicules les plus lourds auxquels le pont est susceptible de donner passage, et l'on devra avoir soin d'interdire la circulation à toute charge roulante dépassant le maximum.

Dans les cas ordinaires, on admettra que les charrettes les plus lourdes pèseront 4,000 à 5,000 kilogrammes, soit 2,000 à 2,500 kilogrammes par roue.

L'effet maximum se produira lorsqu'une roue passera à l'aplomb du milieu de la portée d'une poutre.

En réalité, comme les pièces de pont ont une section assez considérable et qu'elles rendent toutes les poutres solidaires, elles empêchent la charge d'être transmise tout entière à la poutre sur laquelle cette charge passe et elle la répartit entre toutes les poutres du tablier : mais, ce n'est pas l'usage de compter sur cette circonstance qui concourt à augmenter la stabilité.

Donc, pour calculer une poutre, nous placerons en son milieu, outre la charge fixe, le poids maximum qui peut être transmis soit par la roue d'une voiture à un seul essieu soit par les deux roues du même côté d'une voiture à deux essieux.

Nous ne nous inquiétons pas du cas peu probable ou l'écartement des poutres serait supérieur à la largeur de voie des véhicules : si cela arrivait, on chercherait par la décomposition des forces parallèles quelle peut être la charge maxima transmise à une poutre.

Un pont à une seule voie devra être composé avec deux poutres placées juste à l'emplacement que doivent suivre les roues.

Un pont à deux voies résulte de la juxtaposition de deux ponts à une voie; il comprendra donc deux poutres de rive et deux poutres médianes assez rapprochées, à $0^m,50$ par exemple l'une de l'autre, car c'est le jeu nécessaire au croisement de deux voitures.

Proposons-nous de calculer les poutres qui conviennent pour diverses portées, en négligeant la charge fixe, supposant un effort maximum de 2,500 kilogrammes au milieu de la poutre, et admettant que cette poutre est en bon bois de chêne, lequel ne se rompt à l'extension que sous une charge de 800 kilogrammes par centimètre carré, et à la compression que sous une charge de 533 kilogrammes. Si l'on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on voit qu'on sera dans de bonnes conditions en se fixant comme maximum un effort de 50 kilogrammes par centimètre carré.

Exemple : on a une poutre d'un mètre de portée et de $0^m,10$ de largeur (a); quelle devra être sa hauteur (b)?

Elle résulte de la formule connue :

$$R = \frac{Xh}{2I}$$

R, charge maxima à imposer par centimètre carré, est égal à 50;
X, moment fléchissant maximum, se produit au milieu de la poutre, il est égal à la réaction de la culée $\frac{2500}{2}$ multiplié par la demi-longueur de la poutre ou 50, le centimètre étant pris pour unité :

$\frac{h}{2}$ n'est autre que la $\frac{1}{2}$ hauteur $\frac{b}{2}$ de la poutre

et le moment d'inertie I d'une section rectangulaire est $\frac{1}{12} ab^3$

portant toutes ces données dans la formule, nous trouvons $b^2 = 750$ ou $b = 27,4$.

Ainsi, il faudra employer une poutre de 0m,10 de largeur et de 0m,27 de hauteur; si l'on trouve le rapport de ces deux dimensions trop grand, on fera un nouveau calcul en adoptant par exemple une largeur de 0m,12 ou de 0m,15.

Cet exemple suffit bien pour montrer comment on procédera au calcul pour une portée quelconque; le point le plus délicat à déterminer, c'est le maximum de la surcharge que le pont est exposé à supporter.

Si l'on établissait un pont en charpente sur une route nationale, on devrait calculer les poutres en vue des surcharges indiquées par la circulaire du 15 juin 1869, et alors on arriverait pour les poutres à des dimensions considérables.

Flèche des poutres. — Une poutre horizontale prend toujours une certaine flèche lorsqu'elle est mise en place, et, si la portée est notable, cette flèche peut se manifester à l'œil et produire un effet désagréable; la poutre semble avoir perdu de sa force, bien qu'en réalité il n'en soit rien.

Cet effet est général pour toutes les poutres horizontales.

Le constructeur doit avoir soin, avant la pose, de leur donner une courbure en sens inverse, une certaine convexité vers le haut; on obtient ce résultat soit en courbant la poutre, soit en la taillant suivant un profil légèrement courbe.

C'est particulièrement dans les passerelles en bois à grande portée qu'il faut adopter cette forme d'arc à grand rayon, qui donne beaucoup d'élégance à l'édifice.

Pont de César sur le Rhin. — Parmi les ponts de l'antiquité dont la description est venue jusqu'à nous, il faut citer :

1° Le pont de Sublicius, construit sur le Tibre par les prêtres romains, qui en prirent le nom de pontifes : la tradition rapporte que c'est lui dont le passage fut défendu, 500 ans avant Jésus Christ, par Horatius Coclès contre l'armée de Porsenna; il se composait de poutres horizontales reposant par l'intermédiaire de chapeaux sur des files de pieux peu espacées.

2° Le pont construit en dix jours sur le Rhin par César pour le passage de son armée; il est représenté en coupe transversale par la figure 2, planche III; il se compose de chevalets dont les montants inclinés sont formés chacun de deux pieux qui enserrent à leur sommet une pièce de pont chargée de supporter des madriers longitudinaux, sur lesquels on étendit une couche de fascines; à l'aval on aperçoit un étai qui ajoute à la stabilité du chevalet; à l'amont est une sorte de patte d'oie destinée à écarter les corps flottants que l'ennemi aurait pu lancer pour détruire l'ouvrage.

C'est dans les *Commentaires* de César qu'on trouve la description de cet important travail.

Ponts à poutres horizontales avec sous-poutres. — Un type fréquent de pont moderne est celui que représentent les figures 3 de la planche III. Il est décrit dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1854 par M. l'ingénieur Pugnière.

Il se compose de travées de 7m,75 de portée, soutenues par des culées et des piles en maçonnerie : comme profil en travers, il y a cinq mètres de chaussée empierrée, encadrée par deux trottoirs d'un mètre.

Les poutres ou longerons sont des pièces de chêne de 0m,30 sur 0m,35 d'équarrissage; il y a quatre de ces longerons; ces poutres sont renforcées sur les piles et culées par des sous-poutres de 0m,30 sur 0m,30 d'équarrissage faisant saillie de 1m,96 sur l'arête supérieure des piles; les poutres et sous-poutres sont fortement reliées par des étriers en fer avec boulons; on constitue de la sorte un véritable encastrement, et, comme nous l'avons vu, on double la résistance de la poutre; il va sans dire que le serrage doit être vérifié de temps en temps et toujours maintenu.

Tous les 0m,75 existent des pièces de pont de 7m,66 de longueur et de 0m,15 sur 0m,13 d'équarrissage; ces pièces de pont sont entaillées de 0m,05 à la rencontre des poutres—Entre les pièces de pont la chaussée empierrée est soutenue par des madriers posés à plat de 0m,10 d'épaisseur. — Ces madriers ne sont pas entaillés à la rencontre des poutres, de sorte que leur face supérieure est au même niveau que celle des pièces de pont; sur leurs extrémités repo sen des bordures en pierres de taille que longent des caniveaux de 0m,20 de largeur.

L'extrémité des pièces de pont est supportée par des poutres et sous-poutres qui ne diffèrent des poutres principales qu'en ce que leur largeur est réduite à 0m,20.

Au-dessus, les pièces de pont sont couronnées par une semelle longitudinale au passage de laquelle elles sont entaillées de deux centimètres.

La semelle susdite et la bordure du trottoir soutiennent des dalles en grès des Vosges présentant vers la chaussée une pente totale de 0m,04 destinée à faciliter l'écoulement des eaux. Sous la dalle est un remplissage en gravier reposant sur un plancher que soutiennent les pièces de pont; il semble que ce remplissage aurait pu être supprimé.

On remarquera que les abouts des pièces de ponts sont garnies de calottes en fonte qui les empêchent de se fendre.

Le garde-corps comprend des potelets de 0m,15 sur 0m,15 d'équarrissage, assemblés à tenons avec les pièces de pont et fixés dans les semelles par un assemblage en forme de queue d'aronde.

Les potelets sont reliés entre eux par des lisses supérieures, servant de main courante, de 0m,15 sur 0m,15 d'équarrissage et assemblées par tenons et mortaises. La surface supérieure de ces lisses est arrondie suivant un arc de cercle de 0m,015 de flèche.

Au milieu des potelets sont assemblés en losange, par tenons et mortaises, des sous lisses de 0m,10 de côté.

Le garde-corps présente, au-dessus du trottoir, une hauteur de 0m,90.

Les dispositions précédentes sont bien combinées; cependant nous pensons qu'il faut laisser aux ponts en charpente leur aspect de légèreté et éviter toute charge fixe considérable : on pourrait donc remplacer l'empierrement par un

platelage et les dalles en grès du trottoir par un plancher. — L'ossature générale restera la même : elle ne changerait pas non plus si on remplaçait les piles par des palées.

Nous pourrions donner beaucoup d'autres exemples de ponts du même genre ; mais ils présentent avec le précédent si peu de différence, que ce serait une superfétation.

On modifiera seulement l'équarrissage des pièces en raison de la portée, de la charge fixe et de la surcharge probable, mais le squelette restera toujours le même.

PONTS AVEC CONTRE-FICHES.

Dès que l'ouverture atteint 8 ou 9 mètres, on n'a plus recours au système précédent, à moins qu'on n'y soit forcé par la nécessité de tenir le tablier au-dessus du niveau des hautes eaux et des glaces.

Le longeron horizontal ne serait plus assez fort ou du moins demanderait à être composé avec des bois de trop gros échantillon ; il faut alors en fractionner la portée et lui créer des supports en plusieurs points. C'est à quoi on arrive par le système des contre-fiches.

Dans le premier exemple, représenté en élévation et en coupe transversale, figures 1 et 2, planche IV, la basse palée est formée d'une seule file de pieux ; la palée haute comprend une série de poteaux placés à l'aplomb des pieux, reliés les uns aux autres par des moises en écharpe et par des moises horizontales ; cette palée haute est contre-butée à l'amont et à l'aval par des contre-fiches s'appuyant contre des pieux supplémentaires, l'assiette de fondation est ainsi augmentée ainsi que la stabilité ; à l'amont on ajoute en général plusieurs pieux et plusieurs contre-fiches pour protéger la palée contre le choc des corps flottants et des glaces ; les précautions à prendre dans ce sens sont variables suivant les cas.

La file de poteaux est couronnée par un chapeau horizontal sur lequel reposent les longerons, par l'intermédiaire d'une sous-poutre, destinée à produire l'encastrement de la poutre principale.

Au quart de la portée à partir de chaque palée, est placée une contre-fiche qui crée dans la poutre un appui fixe et reporte une partie de la charge sur les poteaux de la palée.

Dans la partie médiane, on place encore une sous-poutre contre laquelle butent les contre-fiches et qui est solidement reliée à la poutre principale.

Les contre-fiches elles-mêmes sont soulagées et protégées contre la flexion par des moises pendantes inclinées à 45°, qui enserrent à un bout les contre-fiches et à l'autre bout la poutre principale.

Nous avons dit au chapitre précédent comment on calculait un pareil système ; on peut considérer la partie médiane comme une poutre posée sur deux appuis, et de même pour les parties latérales ; celles-ci ayant une longueur moitié de la partie médiane ne sont composées que d'une pièce de bois, tandis que la partie médiane est composée d'une double pièce.

On construira, par le parallélogramme des forces, l'intensité de la pression transmise aux contre-fiches.

Pour qu'un pareil système réussisse, il faut que les contre-fiches ne soient pas

trop inclinées sur la verticale, sans quoi elles prendraient des dimensions trop fortes et les assemblages seraient difficiles à maintenir.

Sur les poutres on pose les pièces de pont et les madriers qui supportent, soit une chaussée comme dans le premier exemple, soit un platelage comme dans le second.

Le garde-corps est formé de potelets implantés dans les pièces de pont et réunis par deux lisses. — Un pareil système se renverserait facilement si on ne consolidait les potelets par deux contre-fiches situées dans le plan vertical des pièces de pont; la contre-fiche extérieure s'assemble à tenon et mortaise sur l'about de la pièce de pont et le dépasse même un peu ; de la sorte, la pluie glisse à la surface de la contre-fiche et ne pénètre point dans l'assemblage qu'elle ne tarderait pas à pourrir.

En général, il faut éviter les mortaises et assemblages dont la cavité est tournée vers le haut et exposée à servir de réservoir à l'eau pluviale : mieux vaut alors traverser complétement la pièce; afin que l'eau s'écoule par son propre poids.

Dans le second exemple, la travée a plus de largeur ; les contre-fiches sont plus longues : aussi voit-on qu'on a mis des secondes contre-fiches qui supportent les extrémités de la sous-poutre placée au sommet du palier ; il y a aussi deux cours de moises pendantes.

Passerelle provisoire de Saint-Germain-des-Fossés. — Comme construction analogue, nous citerons la passerelle construite à Saint-Germain-des-Fossés, sur l'Allier, et représentée par les figures 3, de la planche IV.

Une palée se compose de quatre pieux de $0^m,35$ d'équarrissage ; les deux du milieu ont $10^m,45$ de hauteur et s'élèvent jusqu'au niveau des poutres, chacun d'eux est à l'aplomb d'un des rails de la voie. Les deux pieux latéraux, recepés à $1^m,00$ au-dessous de l'étiage, reçoivent des contre-fiches de $0^m,35$ d'équarris sage, qui contre-butent la partie centrale et s'opposent au déversement, tout en soutenant les accotements de la voie au moyen de chandelles verticales de $0^m,30$ d'équarrissage plantées dans les contre-fiches avec un assemblage à enon et mortaise avec embrèvement.

Chaque travée a 10 mètres de portée.

La poutre principale de $0^m,40$ d'équarrissage est renforcée à l'aplomb des palées par une sous-poutre de $2^m,00$ de portée, et dans la partie médiane par une autre sous-poutre de $4^m,50$ de long ; contre les extrémités de celles-ci viennent buter les contre-fiches de $0^m,35$ sur $0^m,30$ d'équarrissage et de $3^m,75$ de long.

Les assemblages des contre-fiches et de la sous-poutre sont maintenus invariables par des moises pendantes qui embrassent aussi la poutre principale et qui rendent le tout solidaire.

Les poutres de rive supportant l'accotement sont composées exactement comme les précédentes, mais avec des pièces de moindre équarrissage, comme on le voit sur la figure.

Sur la face supérieure des quatre cours de poutre s'applique un plancher en madriers de $0^m,08$ d'épaisseur, entaillés à la rencontre des poutres : ces madriers sont recouverts par le ballast et supportent des gardes-corps composés, comme le montre la figure.

On peut reprocher aux contre-fiches externes du garde-corps de ne pas s'assembler à l'extrémité de la semelle horizontale de ce garde-corps; mais ce défaut est insignifiant dans un ouvrage provisoire.

Les palées sont reliées et contreventées deux à deux par de fortes croix de Saint-André horizontales.

Chaque travée de 10 mètres est revenue à 4,300 francs, soit à 430 francs par mètre courant, tout compris, même les enrochements.

Dans un type analogue a été construite l'estacade sur la Marne, estacade en charpente sur laquelle passe l'embranchement reliant le chemin de fer de l'Est au camp de Châlons : les travées n'ont que $6^m,60$ de portée, la voie est posée non pas sur des traverses, mais sur des longrines qui sont les poutres elles-mêmes du pont : c'est une bonne disposition à adopter, mais il est nécessaire alors de régler le niveau supérieur du pont avec le plus grand soin.

Passerelle provisoire de 8 *mètres.* — Les figures 1 de la planche V représentent une passerelle provisoire établie, après le siége de Paris, sur le fossé des fortifications pour le passage du chemin de fer de l'Ouest.

Les poutres reposent aux deux bouts sur des murs et en leur milieu sur une file de poteaux en sapin de $0^m,35$ d'équarrissage : lesdits poteaux sont reliés, au milieu, en haut et en bas, par des moises de $0^m,35$ sur $0^m,15$, et s'appuient, à la base, sur une semelle horizontale par l'intermédiaire de coins que l'on peut serrer plus ou moins, de manière à bien presser chaque poteau contre la poutre qu'il supporte; il va sans dire que les coins, une fois pressés, sont maintenus en place par des taquets chevillés sur la semelle inférieure.

Sous chaque rail, on trouve une poutre composée de deux pièces jumelles de $0^m,40$ sur $0^m,35$, et c'est la face supérieure de cette poutre composée qui reçoit le rail.

A la partie supérieure de chaque poteau sont deux contre-fiches, et la stabilité de l'ensemble est assurée par des contre-fiches latérales et par des écharpes qui réunissent le tout.

Les accotements sont formés par un plancher transversal s'appuyant au dehors sur une poutre de rive et au dedans sur une pièce clouée le long de la poutre supportant le rail extérieur.

Pour éviter tout déraillement, il importait de maintenir bien constant l'écartement des rails et des poutres; la figure de détail 2 montre comment on y est arrivé : le long des poutres principales, on a cloué des pièces longitudinales entaillées, de place en place, pour recevoir des traverses s'appuyant exactement contre les poutres; le système est complété par des boulons formant tirants.

On voit que cette construction présente toute garantie de sécurité.

Passerelle d'Andé, sur la Seine. — Les figures 3 de la planche V représentent la passerelle construite à Andé, sur la Seine, par M. Bonnin, agent-voyer en chef de l'Eure, un peu à l'amont du pont détruit pendant la guerre.

C'est à peu près l'ossature de la passerelle de Saint-Germain-des-Fossés décrite ci-dessus : les travées ont $8^m,25$ d'ouverture; le profil en travers comprend une chaussée empierrée de 2 mètres de large encadrée entre deux trottoirs d'un mètre chacun.

Chaque palée est composée de trois groupes de deux pieux, en sapin des Vosges, de 30 sur 30 d'équarrissage, reliés au sommet par deux cours de moises de 30 sur 11; ils sont recepés à 1 mètre au-dessus de l'étiage.

Les deux pieux du milieu supportent les poteaux qui soutiennent eux-mêmes les poutres principales ou sommiers : c'est par l'intermédiaire de cales en bois que les poteaux s'appuient sur la tête des pieux.

Les deux autres pieux intermédiaires supportent des contre-fiches, et les pieux extrêmes sont destinés à assurer la stabilité de l'ensemble; leur présence se justifie par le peu de fiche qu'il était possible de leur donner entre le fond du fleuve et le rocher; si la fiche était plus considérable, nous pensons qu'on devrait supprimer ces pieux extrêmes.

Les sommiers ou poutres principales ont 30 sur 30 d'équarrissage, et les morceaux en sont assemblés à trait de Jupiter avec étriers en fer et boulons. Dans leur partie médiane est une sous-poutre de 17 sur 30 contre les extrémités de laquelle butent des contre-fiches de 22 sur 22. Entre les poutres se trouvent des entretoises et au-dessus un plancher en madriers de 22 sur 11 qui porte la chaussée en empierrement.

On remarquera les divers cours de moises qui rendent toutes les pièces solidaires. Les trottoirs sont supportés par des chandelles s'assemblant dans les contre-fiches des palées.

Les contre-fiches des poutres viennent buter à leur base contre la tête des pieux; elles peuvent se trouver noyées par les crues ainsi que les cours de moises longitudinales; cette disposition pourrait causer un danger sérieux en temps de crue et de glaces, elle serait à éviter dans un ouvrage définitif.

Cependant la passerelle a bien résisté aux fortes crues de l'hiver 1872-1873.

Le prix de revient a été de 235 francs le mètre courant.

Pont de Bonpas. — Pour en finir avec les ponts à poutres horizontales avec contre-fiches, nous donnerons encore le dessin du pont qui existait autrefois à Bonpas, sur la Durance, figure 1, planche VII.

Ce pont comprend un longeron horizontal, renforcé par des sous-poutres dans la partie médiane des travées et à l'aplomb des palées; les sous-poutres donnent lieu à deux systèmes de contre-fiches, dont la rigidité est assurée par des moises pendantes.

Les pièces de pont sont des bois ronds qui supportent un plancher en madriers recouvert d'un remblai et d'un pavage.

Ce sont des dispositions que nous avons déjà rencontrées plusieurs fois.

PONTS AVEC ARMATURES.

On construisait beaucoup autrefois, et on rencontre encore aujourd'hui, les ponts dits à armatures, dont les dispositions se rapprochent souvent de celles que les Américains ont rééditées pour leurs ponts métalliques.

Le colonel Emy, dans son *Traité classique de la Charpenterie*, a recueilli de nombreux modèles de ces ponts anciens; c'est d'après lui et d'après Gauthey que nous en citerons quelques-uns.

On s'est proposé surtout de franchir de grandes portées sans appuis intermédiaires, et sans placer sous les longerons de longues contre-fiches qui seraient nécessairement exposées à être noyées et emportées lors des crues et des débâcles.

En effet, dès que la portée est considérable, comme on ne peut donner aux contre-fiches une trop faible inclinaison sur l'horizon, il faut, à moins de surélever outre mesure le tablier, descendre la butée des contre-fiches au niveau des palées basses.

Pour obvier à cet inconvénient, on eut l'idée de renforcer les poutres, non par en bas, mais par en haut, en les suspendant à des fermes analogues à celle des combles, c'est-à-dire composées d'arbalétriers et de poinçons, la poutre horizontale faisant office de tirant. On n'est point limité dans la hauteur et on peut placer les pièces dans de meilleures conditions de résistance.

Pont formé d'une ferme simple. — La figure 4 de la planche VIII représente un pont formé d'une ferme simple, c'est-à-dire de deux arbalétriers, d'un poinçon et d'un tirant qui est la poutre horizontale supportant le plancher du pont.

On voit en *t* la file de pieux qui limite la première travée, adjacente à la culée. La poutre horizontale est soutenue en son milieu par des moises *r*, formant poinçon, solidement accolées au moyen d'étriers en fer; contre le sommet du poinçon butent les arbalétriers *k* dont la compression se transmet en *n* sur le sommet des palées.

Pour calculer un pareil système, on supposera que la charge appliquée en *p*, au milieu de la poutre, est tout entière attachée au poinçon; elle se décompose par le parallélogramme des forces en deux compressions dirigées suivant les arbalétriers dont la section se trouve ainsi déterminée. La portée de la poutre horizontale est théoriquement réduite de moitié, puisque son point milieu est supposé fixe, et on la calcule en conséquence.

Passerelle hollandaise. — Sur la figure 2 de la planche VIII on voit la passerelle hollandaise, dérivée de la précédente, mais susceptible de recevoir une plus grande portée. Les arbalétriers sont doubles et supportent la poutre horizontale en deux points *p*. On déterminera par la statique les charges qui agissent au point *r* et aux points *p*; la charge médiane est supposée suspendue tout entière au point *k*, et elle détermine une compression des arbalétriers *s*; quant aux charges agissant en (*p*), on peut admettre qu'elles se décomposent par le parallélogramme des forces en deux compressions, l'une suivant la poutre horizontale, l'autre suivant l'arbalétrier *s*. La poutre horizontale est dans le même état que si sa portée était réduite au quart.

Pont de Palladio. — La figure 5 de la planche VIII représente un système de poutre armée, fort élégant, imaginé par Palladio, et construit sur le torrent de Cismone, avec une portée de 33 mètres.

La poutre horizontale (*a*) est soutenue par cinq poinçons verticaux *c*, *d*, *e*; le poinçon (*e*) s'assemble dans deux arbalétriers *f*; il en est de même des poinçons extrêmes (*c*) qui s'assemblent dans les arbalétriers *h* et *i*; les poinçons intermédiaires *d* s'assemblent, au sommet, avec la traverse (*g*) et les arbalétriers *k*.

L'intervalle entre les poinçons est constant, et ces poinçons sont solidement réunis à la poutre (*a*) par des étriers en fer. Les abouts des arbalétriers *i* et *k* s'assemblent aux extrémités de la poutre horizontale (*a*).

Voici comment on pourrait calculer le système :

On cherche la charge maxima appliquée à la base de chacun des poinçons et on suppose cette charge attachée tout entière aux poinçons; pour le poinçon médian, sa traction verticale détermine une compression des arbalétriers *f*, facile à déterminer par le parallélogramme des forces; de même les poinçons extrêmes (*c*) donnent des compressions des arbalétriers *h* et *i*; la traction des poinçons intermédiaires (*d*) détermine une compression de la traverse *g* et de l'arbalétrier *k*.

La compression des arbalétriers *k* et *i* détermine une traction à l'extrémité

de la poutre horizontale (*a*) qui forme tirant; cette poutre est dans le même cas, au point de vue de la résistance, que si sa portée était réduite au $\frac{1}{6}$. Les sections de toutes les pièces résultent des efforts qu'elles ont à supporter. On doit soigner tout particulièrement les ferrures à la base des poinçons.

Sous chaque poinçon, on voit une poutrelle horizontale formant pièce de pont; c'est sur ces poutrelles que l'on pose le plancher longitudinal.

L'inconvénient de ces poutres à armature, c'est que l'on ne peut guère adopter que deux fermes de tête, ce qui est gênant si l'on se propose de créer un passage d'une certaine largeur. Dans ce cas, on soutiendra les pièces de pont en leur milieu par une simple poutre horizontale.

Si l'on voulait créer deux passages de voitures, on disposerait ces deux passages séparés et on aurait entre les deux voies soit deux fermes accolées, soit une seule ferme calculée en conséquence.

Il sera facile de composer un certain nombre de systèmes dérivés des précédents.

Pont de Schaffhouse. — Le pont de Schaffhouse, construit par Jean Ulrich Grubenmann, en 1757, et brûlé pendant la guerre en 1799, comprenait deux travées, l'une de 52 mètres, l'autre de 58^m,80, et était considéré comme un chef-d'œuvre de charpente.

La figure 1, planche VIII, en donne l'élévation, et la coupe transversale sur l'axe d'une des travées.

Il comprend deux fermes de tête espacées de 5^m,50, contreventées en haut et en bas; le contreventement inférieur porte le tablier et la voie, et le contreventement supérieur porte un comble, de sorte que le pont est couvert, condition très-favorable à la conservation d'un pont en charpente sous un climat humide.

La poutre horizontale qu'il s'agissait d'armer et de renforcer était déjà de forte dimension : elle était formée de deux cours de sapins assemblés à endents, ce qui constituait un équarrissage de 0,43 de largeur sur 0,89 de hauteur.

Une série de contre-fiches en bois de chêne venaient buter en bas contre la poutre susdite, en haut contre des traverses composant le longeron supérieur; la rigidité de l'ensemble était assurée par des moises verticales embrassant le tout : quelques contre-fiches inférieures renforçaient la poutre près des piles et culées.

Emy rapporte qu'on reprochait à ce travail que toutes les pièces étaient nécessaires à la stabilité, et qu'on ne pouvait changer aucune d'elles sans étayer le pont; ce reproche nous paraît mal fondé, car, s'il y avait des pièces qui ne travaillassent pas, elles seraient inutiles et mieux vaudrait les supprimer.

En 1778, les frères Grubenmann avaient construit, dans le système du pont de Schaffhouse, le pont de Wittengenn, formé d'une seule travée de 118 mètres, plus longue à elle seule que les deux travées réunies du pont précédent. C'est aussi un pont couvert, mais suivant le plan vertical passant par le faîte du comble est placée une ferme longitudinale qui concourt à la résistance de l'ensemble et qui constitue une véritable ferme intermédiaire. Les contre-fiches sont, comme la poutre principale, des pièces composées avec des sapins assemblés à endents; ces contre-fiches étant peu inclinées sur l'horizon, leur assemblage à embrèvement avec les poutres horizontales est dans de mauvaises conditions et peut se démonter facilement sous l'influence des oscillations; les constructeurs ont remédié à cet inconvénient en plaçant sous l'assemblage dans

l'angle obtus des goussets en bois solidement boulonnés, analogues à ceux qu'on remarque dans le pont de Bonpas, ci-dessus décrit.

De pareils monuments sont très-curieux, mais ils coûteraient trop cher à établir aujourd'hui, et, bien que placés dans de bonnes conditions de conservation, ils ne pourraient avoir qu'une durée limitée qui les rendrait plus coûteux encore : on arriverait certainement à de bien meilleurs résultats avec des ponts suspendus.

PONTS EN ARC.

Les ponts en arc, dans la confection desquels il peut n'entrer que des pièces d'assez faible équarrissage, et qui placent les bois dans de bonnes conditions de résistance, ont joui d'une faveur méritée et sont susceptibles de rendre encore d'excellents services.

Le plus ancien arc en charpente connu est celui que Trajan fit jeter sur le Danube, dans la basse Hongrie, lors de sa seconde expédition contre les Daces. On en trouvera le dessin dans Gauthey et dans Emy, et la restauration en a été faite d'après les bas-reliefs de la colonne Trajanne, à Rome ; il paraît que les arcs avaient 55 mètres de portée et reposaient sur des piles en pierre. De pareilles dimensions nous semblent peu vraisemblables, ou l'art de la charpente n'aurait guère fait de progrès depuis cette époque.

Quoi qu'il en soit, nous allons donner la description de trois arcs en charpente à petite, à moyenne et à grande portée.

Arc en charpente de 10 mètres de portée. — Les figures 1 à 7, planche VI, représentent dans tous ses détails un arc en charpente de 10 mètres de portée construit par M. l'ingénieur Lepeuple, en 1840, pour le passage d'une route départementale de l'Eure.

Chaque arc, de 10 mètres d'ouverture, de $8^m,20$ de rayon et de $1^m,70$ de flèche, est formé de deux cours de madriers juxtaposés, courbés naturellement, de $0^m,30$ de largeur sur $0^m,15$ de hauteur, de sorte que la section de l'arc est un carré de $0^m,30$ de côté.

Les madriers sont fortement associés l'un à l'autre au moyen d'étriers en fer avec boulons de serrage.

Sur le sommet de l'arc repose une poutre horizontale de 0,33 sur 0,30 d'équarrissage dont les abouts sont renforcés par des sous-poutres avec contre-fiches; de forts boulons réunissent la poutre principale et les sous-poutres.

L'arc et la poutre horizontale sont reliés par des moises pendantes bien boulonnées et entaillées à mi-bois à la rencontre des pièces qu'elles embrassent.

L'arc et son longeron sont donc bien solidaires.

Les fermes sont espacées de $1^m,27$ d'axe en axe; elles supportent des pièces de pont de $0^m,20$ de hauteur, entaillées de $0^m,05$ à la rencontre des poutres horizontales : sur les pièces de pont on voit un plancher en madriers de $0^m,12$ d'épaisseur, lequel est surmonté d'un platelage de $0^m,05$.

Les détails du garde-corps en fer sont nettement indiqués sur les figures 3 et 7, et les montants en sont consolidés par une jambe de force courbe; en dehors du garde-corps, les pièces de pont sont protégées contre les eaux pluviales par des

coyaux ou planches de $0^m,60$ de longueur et de $0^m,05$ d'épaisseur, formant comme une sorte de toit.

Le point délicat d'une construction en charpente, c'est la manière dont les bois reposent sur la maçonnerie des culées ou des piles. Lorsqu'on loge tout simplement la pièce dans une alvéole en maçonnerie, elle ne tarde pas à pourrir parce que les eaux s'amassent dans l'alvéole et que l'eau n'y pénètre pas. Il convient donc de ménager un accès à l'air et un écoulement à l'eau; c'est à quoi on est arrivé dans le cas qui nous occupe, en faisant reposer les abouts de la pièce inférieure des arcs sur un coussinet creux en fonte, dont nous donnons le dessin figure 6. On voit que l'eau qui peut couler, même le long de la contre-fiche de la sous-poutre, descend naturellement par son poids jusque dans la cavité du coussinet, en même temps qu'il peut s'établir un courant d'air.

On remarquera aussi qu'on a eu soin de placer tous les bois au-dessus du niveau des plus hautes eaux; c'est une condition indispensable de durée, car les bois soumis alternativement à l'influence de l'air et de l'eau entrent bientôt en fermentation.

Grâce à toutes ces précautions, l'ouvrage que nous venons de décrire existe depuis trente-trois ans, et, avec quelques réparations, peut durer quelques années encore. C'est un beau résultat sous le climat humide de Normandie. Il va sans dire que toutes les pièces ont été goudronnées avec soin.

Pont d'Ivry. — Le type classique des arcs en charpente se trouve dans le pont construit en 1828, à Ivry, sur la Seine, au confluent de la Marne, par M. Emmery, ingénieur des ponts et chaussées, qui en a donné la description détaillée dans un mémoire remarquable. Les figures 2 à 7 de la planche VII représentent ce travail.

Le pont d'Ivry a $122^m,25$ de longueur totale qui se décompose en :

Quatrep iles en maçonnerie de $2^m,75$.

Une arche médiane de. . . .	$23^m,75$	d'ouverture, de	$3^m,62$	de flèche, et de	$21^m,302$	de rayon.
Deux arches intermédiaires. .	$22^m,50$	—	$3^m,34$	—	$20^m,601$	—
Deux arches de rive de. . . .	$21^m,25$	—	$3^m,00$	—	$20^m,315$	—

Les naissances des arcs sont à 6 mètres au-dessus de l'étiage, de manière à placer tous les bois hors de l'atteinte des plus hautes eaux.

La section d'un arc est un rectangle de $0^m,25$ de largeur et de $0^m,75$ de hauteur, et elle est obtenue au moyen de trois cours de madriers de $0^m,25$ d'équarrissage, figure 2.

Il ne fallait point songer à plier de pareilles pièces de bois; on s'est donc attaché à choisir des pièces naturellement courbes, se rapprochant de la forme voulue, et on en régularisait le profil; on avait ainsi l'inconvénient de couper une partie des fibres du bois. Pour éviter les pénétrations et l'écrasement des abouts, on interpose entre les voussoirs d'un même arc des plaques de cuivre; il est évident que les joints se découpent d'un cours de madriers à l'autre.

Les trois parties de chaque arc sont solidement serrées l'une contre l'autre au moyen d'étriers en fer avec boulons; et, comme les oscillations continuelles finissent toujours par déterminer un jeu dans les assemblages, on revient de temps en temps vérifier les boulons et rétablir le serrage.

La ferme est complétée par une poutre horizontale dont la face supérieure est

tangente au sommet de l'arc; cette poutre est donc en deux parties et, en son milieu, elle épouse la forme de l'extrados de l'arc; c'est une pièce de 0,30 sur 0,25 d'équarrissage, renforcée près des piles et culées, par des sous-poutres de 0,25 sur 0,25, lesquelles sont elles-mêmes soutenues par deux contre-fiches dont l'about inférieur est dans la maçonnerie des piles ou culées.

L'arc et son longeron sont solidement reliés et rendus solidaires par des moises pendantes de 0,25 sur 0,22 d'équarrissage; ces moises sont entaillées de 0,075 à la rencontre de l'arc et des poutres; elles sont solidement boulonnées l'une à l'autre et permettent de produire toujours un serrage énergique.

On remarquera qu'on a évité avec soin de percer des trous de boulons dans les arcs et les longerons; on a craint de les affaiblir et de créer des foyers de décomposition.

Les moises pendantes sont elles-mêmes embrassées par deux cours de moises horizontales, formant entretoises des arcs et placés l'un au-dessus, l'autre au-dessous de la section de ces arcs. Les entailles entre les moises horizontales et les moises pendantes sont inclinées comme on le voit sur les figures de détail 2 et 3; les fonds des entailles agissent comme des coins et concourent avec les brides à maintenir le serrage des arcs.

Sur les poutres sont posées transversalement des pièces de pont de 0,25 su 0,25 d'équarrissage, entaillées de 0,05 à la rencontre des poutres et profilées en modillons à leurs extrémités.

Dans le sens longitudinal reposent sur les pièces de pont des madriers de 0,25 à 0,30 de largeur et de 0,10 de hauteur, espacés entre eux de $0^{m},03$, afin de permettre la circulation de l'air; ces madriers sont recouverts à angle droit par des planches jointives de 0,05 d'épaisseur.

C'est ce dernier plancher qui supporte la chaussée; on a ménagé deux voies et on a placé sous le passage des chevaux un platelage en bois et sous le passage des roues une série de feuilles de tôle fixées avec des vis à bois. On espérait obtenir ainsi un roulage très-doux, mais les feuilles de tôle ont un grave inconvénient : sous les lourdes charges elles se plient et se courbent, et finissent par arracher les vis, et leurs bords se relèvent.

Les figures 3, planche VIII, donnent le détail du trottoir et du garde-corps, qui est analogue à celui que nous avons décrit pour le petit pont de 10 mètres. — On remarquera, en dehors du garde-fou, le petit plancher incliné qui rejette les eaux au dehors.

Les abouts du garde-corps sont reçus sur les piles dans de petits manchons en tôle où ils peuvent se dilater librement.

On remarquera sur les figures de détail qu'on a eu soin d'encastrer le longeron horizontal à ses extrémités sur les culées et à son passage sur les piles; à cet effet, on l'a traversé par un fort boulon qui se prolonge dans la maçonnerie et se termine par une branche horizontale noyée; cette disposition concourt aussi à augmenter la résistance, figures 3, planche VIII.

Les abouts des arcs dans la maçonnerie sont reçus sur des coussinets en fonte, identiques à ceux que nous avons décrits à l'autre paragraphe, et ces coussinets permettent l'écoulement de l'eau pluviale et la circulation de l'air.

Observations d'Émy sur le pont d'Ivry. — « Tous les bois employés dans la construction de ce pont étaient de la meilleure qualité et du meilleur choix, tous équarris, sinon rigoureusement à vives arêtes, au moins avec un petit pan régulier formé à la varlope de 0,0025, sans la moindre flèche, précautions à

observer pour la belle apparence des cintres et pour empêcher les arêtes de se dégrader dans le maniement des bois et le levage.

Toutes les pièces cintrées ont été, autant que possible, choisies dans des bois d'une courbure naturelle analogue ; mais, à leur défaut, on a gabarié à la hache des pièces droites ou de courbure incomplète, malgré l'inconvénient de couper les fibres du bois. M. Emmery avait espéré pouvoir composer les cintres de cinq rangs de madriers de 15 centimètres d'épaisseur, pris en bois droits et courbés ensuite à la vapeur ; mais ce projet fut malheureusement abandonné parce que l'idée d'un premier essai et la crainte d'être entraîné dans de grandes dépenses effrayèrent les entrepreneurs.

Il est à regretter que l'on ait été arrêté par cette considération et qu'on n'ait pas cherché la limite de la diminution de l'épaisseur des madriers, pour qu'on pût les courber sans le secours de la vapeur, dût-on en augmenter le nombre. Il y a lieu de penser que pour un rayon de 20 mètres, qui est à peu près celui de tous les intrados des cintres, on aurait pu les courber sous une épaisseur de 0,10 à 0,12, puisque j'ai courbé, sans le secours de la vapeur, sous une courbure double, des madriers de beau sapin très-rigide, de l'épaisseur de 55 millimètres, qui aurait pu être portée à 70 ou 80 millimètres ; dans ce cas, les cintres du pont d'Ivry n'auraient exigé que l'épaisseur de sept à huit madriers, et la largeur qu'on aurait pu donner aux madriers, beaucoup plus grande que celle des gros bois, aurait été d'un grand avantage pour la solidité de la charpente.

La précaution a été poussée pour la construction à l'égard des pièces de bois employées dans les arcs, jusqu'à ne leur faire subir aucune entaille pour recevoir les moises et les liens en fer. Il convient assurément de ne point altérer la force des pièces par des entailles trop profondes ; mais par cette précaution ne s'est-on pas privé d'un grand moyen de fixité dans la position des moises ? On a été obligé de recourir à l'action des contrevents en étrésillons pour s'opposer au glissement de ces moises, qui ne se trouvent ainsi assurées que d'un côté et sur un point de leur longueur : n'aurait-il pas été préférable d'augmenter un peu l'épaisseur des arcs afin de faire la part des entailles, que d'ailleurs on pourrait faire à recouvrements, comme je l'ai pratiqué à la charpente de Marac ? Ces entailles ont l'immense avantage d'empêcher le glissement des courbes les unes sur les autres ; elles tiennent, pour ainsi dire, lieu des assemblages à endents dont nous avons parlé et qui sont avec raison adoptés dans la construction des arcs en gros bois. »

C'est avec raison qu'Émy recommande l'emploi des bois de petite dimension dans la confection des arcs en charpente ; avec de larges madriers en charpente, faciles à courber et à juxtaposer, on constitue des arcs aussi résistants qu'on le veut : si l'on a soin de n'employer que des bois secs et de les protéger par un enduit de goudron, la pourriture n'est guère plus à craindre qu'avec une section d'un seul morceau, et comme on trouve facilement des bois de petite dimension sans défaut, on réalise à la fois l'économie et la solidité.

Calcul d'un arc en charpente. — Nous pensons que, pour calculer la section d'un arc en charpente, il suffit de recourir aux formules approchées que nous avons données au paragraphe précédent. — Quant aux longerons horizontaux, on les calculera comme pièces encastrées à une extrémité et reposant à l'autre extrémité sur un appui simple.

Ces calculs ne peuvent présenter aucune difficulté.

Pont de cascade Gleen. — Le pont de Cascade Gleen, sur lequel passe le chemin de fer de New-York au lac Erié, franchit par une seule travée de $83^m,88$

d'ouverture une vallée de 53 mètres de profondeur. — Il est représenté en demi-élévation et en coupe transversale suivant l'axe de l'arche par les figures 1 et 2, de la planche IX.

La travée est formée de quatre fermes, deux fermes de tête et deux fermes médianes juxtaposées.

Chaque arc se compose en réalité de deux arcs symétriques par rapport à la fibre médiane ; la matière est accumulée aux extrémités de la section de manière à donner plus de stabilité à l'ensemble, et à constituer quelque chose comme une section à double T.

A la retombée de chaque arc élémentaire, il y a six cours de madriers superposés de 0,20 d'épaisseur, et une seconde file parallèle est juxtaposée à la première ; en tout, douze madriers. Au sommet de l'arc, il n'y a plus dans chaque file que trois madriers superposés, les autres ont été arrêtés à de petites distances de la culée.

Tous ces madriers sont vigoureusement pressés les uns contre les autres au moyen d'étriers en fer avec boulons de serrage.

Les deux arcs élémentaires sont reliés par des croix de Saint-André qui les rendent solidaires. Ils sont en outre embrassés par des moises pendantes, dirigées suivant les rayons ; celles-ci enserrent aussi des moises verticales formant l'ossature des tympans, lesdites moises contreventées d'une ferme à l'autre par des croix de Saint-André et réunies à leur sommet par des pièces horizontales qui portent le tablier.

Les abouts des arcs sont reçus sur les culées par des semelles en fonte ; ces semelles sont formées de deux tables entre lesquelles on fait pénétrer des coins en fer destinés à produire une tension convenable.

Toutes les parties de la charpente sont exécutées avec le plus grand soin ; les extrémités de toutes les pièces sont bien équarries et s'appuient sur une lame de tôle d'une section égale à la leur.

La construction de ce pont a absorbé 310 mètres cubes de bois de chêne, 1,048 mètres cubes de sapin, 30,000 kilogrammes de fer, et 2,800 kilogrammes de fonte.

D'après la légende explicative jointe au portefeuille de l'École des ponts et chaussées, à qui nous empruntons les dessins de ce travail, le pont résiste très-bien au passage des trains. — Au moment de l'arrivée du convoi sur le pont, le sommet se relève légèrement, puis il s'abaisse au moment du passage du train sur le milieu du pont pour se relever ensuite et revenir à sa position primitive après le passage. L'oscillation totale n'a jamais dépassé $0^m,150$. Le mouvement latéral est insensible : il n'atteint que $0^m,0031$.

PONTS AMÉRICAINS

Les ponts en charpente ont joui d'une grande faveur aux États-Unis et on n'a pas craint d'en construire des modèles d'une grande hardiesse. Bien que le bois soit d'un usage moins économique en Europe, et qu'en général on lui préfère le métal, qui offre plus de garanties de durée et de sécurité, les systèmes américains ont rendu de grands services, surtout pour des ouvrages provisoires ; ils sont encore d'un usage fréquent, et il convient d'en donner ici le détail.

Les deux systèmes les plus répandus sont : le système Town, celui qu'on désigne d'ordinaire sous le nom de système américain, système à latices, et le système Howe, dans lequel on combine le bois et le fer.

Système Town, ou poutres droites à latices. — La théorie nous a appris qu'à égalité de matière une poutre horizontale résistait d'autant mieux que la hauteur de la section était plus considérable et la matière plus condensée en haut et en bas de cette section. — Avec le métal, on réalise ces conditions au moyen de la section en double T qui s'obtient par le laminage ou par la combinaison de tôles planes et de cornières.

Avec le bois, c'est en combinant et assemblant entre elles des pièces d'équarrissage différent qu'on arrive au même résultat. Imaginez deux cours de moises horizontales parallèles, placées l'une au-dessus de l'autre et embrassant une âme verticale en planches, vous aurez constitué une poutre en bois à double T. L'âme pleine produirait fort mauvais effet, aussi la remplace-t-on par un treillis formé de pièces qui se croisent en losange, on construit ainsi la poutre du système Town, ou poutre américaine ordinaire, ou poutre à latices.

La résistance de cette poutre se calcule par les formules que nous avons indiquées au chapitre précédent : les branches du treillis supportent des efforts croissants depuis le milieu de la travée jusqu'aux culées, inversement les semelles supportent des efforts croissants depuis les culées jusqu'au milieu de la travée ; la semelle haute est comprimée et la semelle basse soumise à la traction.

Le plus souvent on n'a pas recours à la théorie qui considère la poutre en treillis comme un système articulé, et on adopte une marche plus simple dans le calcul : on assimile la poutre à une poutre horizontale ordinaire dont la section serait réduite à celle des semelles hautes et basses, et on admet que cette section réduite résiste seule à la flexion ; d'un autre côté, on admet que ce sont les lames seules du treillis qui font équilibre à l'effort tranchant, donc leur section totale par un plan vertical dépend de cet effort tranchant. — Cette manière approximative d'opérer ne donne pas des résultats bien différents de ceux qu'on obtient avec la première méthode, et, vu le vague des hypothèses admises pour l'établissement des formules, nous pensons que la méthode approchée doit être préférée.

Pont de Richmond. — Le colonel Emy décrit dans son traité de charpenterie un des premiers ponts construits par M. Town à Richmond, en Virginie ; ce pont est représenté en élévation partielle et en coupe par les figures 3 et 4 de la planche IX.

Il comprend dix-neuf travées, ayant $46^m,66$ de portée d'axe en axe des piles ; chaque travée est formée de deux poutres de tête, contreventées en haut et en bas par des croix de Saint-André, ce qui constitue une sorte de tube horizontal à section rectangulaire sur la face supérieure duquel devaient être établies deux voies ferrées.

Une des poutres de tête a $5^m,12$ de hauteur ; chaque semelle comprend trois cours parallèles de madriers et, entre ces trois cours de madriers, sont serrées deux âmes verticales en treillis : chaque cours de madriers comprend deux files de pièces accolées de champ de 0,32 de hauteur sur 0,075 de largeur, de sorte que, si les six files étaient réunies, les dimensions d'une des semelles de la poutre seraient : 0,45 de largeur sur 0,32 de hauteur.

Le treillis est composé avec des planches de $0^m,075$ de largeur sur $0^m,027$ d'épaisseur, et ces planches se découpent suivant des losanges dont l'axe vertical est de $1^m,47$ et l'axe horizontal de $1^m,22$.

Il n'entre point de fer dans les assemblages, et les madriers devaient être fixés les uns aux autres par des gournables ou chevilles de bois les traversant complétement et coincées aux deux bouts.

Les pièces de pont supportent des traverses longitudinales et un plancher formant toit incliné à deux égouts.

On devait craindre avec raison que des bois d'aussi faible dimension, avec des assemblages aussi multipliés, ne pussent pas résister à l'influence des intempéries et des alternatives de sécheresse et d'humidité; aussi recouvrit-on les faces externes des poutres d'un voligeage vertical destiné à servir de manteau protecteur; ce manteau contribue à donner absolument à la poutre l'aspect d'un grand tube horizontal rectangulaire.

Comme nous ne nous servons guère de poutres américaines qu'à titre essentiellement provisoire, nous négligeons cette précaution de les mettre à l'abri de la pluie et du soleil, mais, si l'on se proposait d'en construire qui fissent un service de plusieurs années, la précaution ne serait pas superflue.

Dans son rapport sur les chemins de fer d'Allemagne, en 1854, M. Couche s'exprime ainsi :

« On peut, avec le système Town, par la répétition des mêmes éléments et des mêmes opérations, sans assemblages, sans fers, sans autres pièces de charpente que des poutrelles, franchir des ouvertures énormes.

L'exemple le plus célèbre de l'application de ce système est le pont de Richmond, sur le James-Fluss (Virginie), contruit par Robinson. — Il formait une immense poutre de près de 600 mètres de longueur, divisée en douze travées de 47 mètres et portée par des piles de $1^m,80$ d'épaisseur. — Mais, si ce grand travail est bien connu, son sort l'est moins. A peine était-il achevé qu'on s'aperçut que, construit à deux voies, il était incapable de supporter deux trains à la fois. Il ne suffisait pas d'interdire les croisements; la répartition trop inégale du poids eût encore excédé les forces de la poutre la plus chargée. Les deux voies furent donc remplacées par une seule, placée au milieu : mais ce remède fut impuissant. Après avoir vainement accumulé de dispendieuses consolidations, armé le treillis par une série de poteaux verticaux, avec une sous-poutre supérieure et des contre-fiches buttant sur les piles, il a fallu se résoudre à la destruction de ce grand travail.

« Cet insuccès peut fort bien tenir à des causes indépendantes du principe, et tout simplement à l'insuffisance des équarrissages; mais toujours est-il que ce n'est pas un fait isolé. L'ensemble des observations faites sur les nombreux ponts de dimensions très-variées, construits en Amérique d'après le même système, l'a complètement discrédité; et, sans s'occuper de l'améliorer, on l'a abandonné pour d'autres regardés comme préférables à tous égards. »

En effet, depuis lors, le pont en treillis n'a plus guère été d'usage pour les chemins de fer, si ce n'est construit en métal; le treillis en bois de petites dimensions a été réservé pour les passerelles provisoires et pour les ponts des routes et nous allons en donner ci-après quelques exemples.

Petits ponts américains. — En 1841, la rivière d'Eure ayant enlevé une pile du pont de Vaudreuil, il fallait rétablir le passage le plus tôt possible; la portée étant de 17 mètres, on ne pouvait se contenter d'une poutre simple, sans palées intermédiaires et sans contre-fiches; or, il était impossible de battre des pieux et on ne pouvait trouver des points d'appui pour les contre-fiches qui, du reste, auraient obstrué le passage réservé à la navigation. C'est pourquoi M. l'in-

génieur de Saint-Claire eut l'idée de recourir à une poutre américaine du système Town alors peu connu.

Le pont était composé par deux poutres de tête espacées de $3^m,60$ et réunies par des pièces de pont supportant un plancher en madriers avec platelage; le tablier reposait aux deux bouts sur le pavage de la route.

Chaque ferme de tête, formant garde-corps, avait $1^m,95$ de hauteur totale: les semelles se composaient de deux cours de moises, placées de champ, de $0^m,25$ sur $0^m,15$ d'équarrissage, entre lesquelles était pressé un treillis en planches de 0,25 sur 0,08.

Pour empêcher les fermes de se rapprocher et de s'incliner sous l'influence des charges, on les a maintenues à leurs extrémités par de forts pieux en chêne placés à leur intérieur et fortement enfoncés dans le sol.

Il a été consommé pour cette passerelle $13^m,13$ de chêne à 112 francs, et $15^m,59$ de sapin à 98 francs, en tout 3,000 francs pour un passage de 17 mètres.

Petit pont de 8 *mètres de portée.* — Nous avons vu, sur une route départementale, un pont en charpente, composé de poutres de tête et même de pièces de pont dans le système américain. C'est le treillis poussé à sa dernière limite. Ce travail est représenté en élévation longitudinale et en coupes transversales par les figures 5,6,7 de la planche IX.

Le passage libre entre les faces intérieures des moises est de $3^m,20$; chaque poutre de tête de $1^m,50$ de hauteur fait fonction de garde-corps et se compose de deux cours de moises horizontales de 0,15 sur 0,05 d'équarrissage, embrassant un treillis en planches de $0^m,20$ de largeur sur 0,025 d'épaisseur.

Les pièces de pont sont des poutres américaines placées à cheval sur la semelle inférieure de la grande poutre; ces pièces de pont comprennent deux cours de moises horizontales de $0^m,12$ sur $0^m,06$ d'équarrissage embrassant un treillis en planches de $0^m,12$ de largeur sur $0^m,015$ d'épaisseur. Elles supportent un plancher en madriers de $0^m,08$ d'épaisseur, recouvert par un platelage.

De deux en deux pièces de pont, leurs extrémités sont réunies par des contre-fiches à la semelle supérieure de la poutre principale.

Il est évident qu'une portée de 8 mètres ne comportait pas l'emploi d'une poutre américaine, et qu'on a tenu absolument à en faire une; quant aux pièces de pont, il était absolument inutile de les composer comme on l'a fait.

Bien que l'exemple soit curieux, nous ne conseillons donc pas de l'imiter.

Cherchons quels efforts résulteraient du passage d'une charrette pesant 8,000 kilogrammes, abstraction faite de la charge permanente.

Le poids se répartit entre les deux poutres de tête et chacune n'a que 4,000 kilogr. à porter; le moment fléchissant maximum a lieu, lorsque la roue est à l'aplomb du milieu de la poutre, et ce moment fléchissant X qui s'exerce dans la section médiane est égal au produit de la réaction de la culée, soit 2,000 kilogr. par la demi-longueur de travée soit 4 mètres.

Le moment d'inertie I de la section, abstraction faite de l'âme est égal à quatre fois la section d'une moise $0,15 \times 0,05$ multipliée par le carré de la hauteur qui sépare le centre de gravité de la section de la moise de la fibre médiane de la poutre; cette hauteur est $0^m,675$ et son carré $0^m,45$. D'où $I = 0,0135$.

Pour trouver l'effort maximum R de tension ou de compression (nous avons admis implicitement que les deux coefficients d'élasticité étaient les mêmes), il faut recourir à la formule

$$R = \frac{Xh}{2I} \text{ qui donne } R = 400{,}000 \text{ kilog. ou 40 kilog. par centimètre carré.}$$

Ainsi l'effort maximum sous l'influence d'une charge de 8,000 kilogr. atteindra 40 kilogr. par centimètre carré, ce qui est voisin du dixième de la charge qui occasionne la rupture d'un bon bois de sapin.

La passerelle suffira donc largement pour le passage de toutes les charges ordinaires, mais elle serait trop faible si on la soumettait aux épreuves prescrites par la circulaire de 1869.

Le treillis doit résister seul à l'effort tranchant, qui est de 4,000 kilogr. au maximum; or un plan vertical rencontre au moins trois planches de treillis, et la section totale ainsi obtenue est de 225 centimètres carrés; l'effort maximum par centimètre carré ne dépassera donc pas 18 kilogrammes.

Aux résultats précédents, il faudrait ajouter encore les effets dus à la charge permanente, et le calcul amènerait sans doute à reconnaître que le passage pourrait être dangereux même pour des charrettes de 8,000 kilogrammes et qu'il faudrait probablement limiter les chargements à 5,000 kilogrammes

Passerelles américaines. — Il a été construit un grand nombre de passerelles américaines. Dans les annales des ponts et chaussées de 1842, M. l'ingénieur Garella en décrit deux qu'il a construites, l'une sur le Rhône à Lyon, l'autre sur l'Azergues pour le passage d'une Route départementale. Celle-ci est représentée par les figures 4 et 4 *bis* de la planche X.

Pendant l'hiver, le pont en charpente avait été emporté par les crues, et on rétablit la circulation au moyen d'une travée à poutres américaines de 43^{m},50 de longueur et de 35 mètres de portée.

Les fermes de tête sont espacées de 2^{m},50 ; elles se composent de trois cours de moises horizontales, chaque moise ayant 0^{m},35 de hauteur sur 0^{m},06 de largeur; ces trois cours sont espacés de 1^{m},15 d'axe en axe.

Ils embrassent entre eux un treillis à 45°, formé de planches de 0^{m},15 de largeur et de 0^{m},03 d'épaisseur, laissant entre elles des losanges de 0^{m},27 de côté.

A leurs extrémités les trois cours de moises sont à leur tour embrassées par des moises verticales de mêmes dimensions.

Les assemblages des pièces précédentes sont faits par juxtaposition, sans entailles, et maintenus par des clous et des boulons.

Le cours de moises qui se trouve au milieu de la poutre n'est pas bien placé au point de vue de la résistance à la flexion puisqu'il est à l'emplacement de la fibre neutre; mais il a le grand avantage de consolider l'âme, de s'opposer au flambage, et de supporter le plancher, ce qui permet d'entretoiser les poutres principales à leur partie inférieure. Si, au contraire, on avait placé le plancher en bas, les semelles supérieures des poutres auraient eu tendance à se rapprocher sous l'influence des charges et il aurait fallu les contreventer entre elles ; mais alors on aurait créé un plafond et on n'aurait pas laissé assez de hauteur pour le passage des voitures; on eût été amené dans ce cas à placer le plancher à la partie supérieure, ce qui augmente les remblais aux abords, diminue la stabilité et exige la construction d'un garde-corps spécial. Avec la disposition adoptée, le contreventement est très-facile par en bas et la moitié supérieure des poutres de tête forme garde-corps.

Les pièces de pont, espacées de 0^{m},54 d'axe en axe ont 0,06 de largeur sur 0^{m},25 de hauteur; elles sont entaillées à la rencontre des moises. Elles supportent des pièces longitudinales recouvertes par le platelage.

Le contreventement inférieur s'obtient au moyen de moises de même équarrissage que les pièces de pont, espacées de 3^{m},60 d'axe en axe; cet espacement est un peu trop considérable.

On a maintenu les abouts de la travée en charpente et on les a comme encastrés dans les culées au moyen de tirants en fer pénétrant dans le remblai; c'est un moyen fort efficace pour soulager les poutres.

Les travaux, y compris le temps du transport ont duré 24 jours. Le prix de revient du mètre carré de pont a été de 35 francs.

L'épreuve, faite en laissant séjourner au milieu de la travée un tas de gravier pesant 13,700 kilogrammes, a bien réussi ; pas de flexion appréciable.

On a eu soin de donner aux poutres une certaine convexité, une flèche de $0^m,35$ a été ménagée en exécution, on évitait ainsi l'effet déplorable que produit la vue d'une poutre qui prend la forme concave.

Passerelle provisoire du pont Saint-Michel. — Lors de la reconstruction du pont Saint-Michel à Paris, M. l'ingénieur Vaudrey fit installer pour les piétons une passerelle composée de deux poutres de tête du système américain, contreventées en haut et en bas. Le plancher était supporté par le contreventement inférieur; la circulation se faisait donc à l'intérieur du tube à section rectangulaire.

La longueur totale de la poutre est de $66^m,50$; elle repose sur les chaussées aux abords et est soutenue dans l'intervalle par deux chevalets en charpente allant chercher leurs points d'appui sur les murs du quai des chemins de halage. La portée de la partie médiane se trouve réduite à 46 mètres.

La largeur réservée à la circulation est de 3 mètres.

Les poutres de tête ont $3^m,50$ de hauteur et sont formées par deux cours de moises horizontales de $0^m,20$ sur $0^m,40$ d'équarrissage, embrassant un treillis en madriers de $0^m,22$ sur $0^m,08$, inclinés à 45°, figures 2, planche X.

Il fallait un contreventement en haut et en bas pour s'opposer au déplacement latéral des fermes : on s'oppose au rapprochement des moises au moyen de madriers posés à plat tous les $5^m,35$ et sous ces madriers sont de grands boulons en fer, indiqués en pointillé sur le plan, traversant les moises et s'opposant à l'écartement. Les rectangles horizontaux compris entre les madriers et les moises sont occupés par des croix de Saint-André.

Les pièces de pont de $0^m,22$ sur $0^m,08$ sont posées sur le cours de moises inférieur ; elles supportent d'autres madriers longitudinaux et un platelage.

Les extrémités de la passerelle ont été encastrées au moyen de grands et solides boulons verticaux qu'on a scellés profondément dans le massif de la culée ; en serrant ces boulons, on est même arrivé à relever de $0^m,02$ le milieu de la poutre.

M. Vaudrey a calculé la passerelle pour résister à une charge de 2,000 kilogrammes par mètre courant, charge fixe comprise ; dans cette hypothèse le sapin travaille à 69 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire à plus du $\frac{1}{10}$ de la charge de rupture qui est d'environ 450 kilogrammes.

La charpente est tout entière en sapin et a coûté 9,250 francs.

Passerelles diverses. La passerelle américaine est donc susceptible de rendre de grands services parce qu'elle permet de franchir à peu de frais et sans difficulté de grandes portées : il est étonnant que l'usage ne s'en soit pas propagé davantage, car elle peut encore durer assez longtemps si l'on a soin de recouvrir les poutres.

Dans les annales de la construction de 1871, M. Oppermann cite une passerelle américaine de 20 mètres de portée, établie sur l'Orb pour enlever les fourrages d'une prairie. Cette passerelle est composée de 2 poutres de tête de $1^m,10$ de hauteur, comprenant deux cours de moises en sapin du Nord de $0^m,22$ sur $0^m,08$, qui embrassent un treillis à 45° en planches de chêne de $0^m,08$ sur $0^m,04$.

La distance entre les axes des poutres est de 0m,70, et le tablier est placé à la partie supérieure.

A la partie inférieure, le contreventement s'obtient au moyen de madriers en chêne de 0m,08 sur 0m,08 que l'on rencontre tous les 5 mètres.

La largeur du tablier est de 1m,20 ; il est formé de madriers transversaux en chêne de 0m,08 sur 0m,04 posés à plat et jointifs.

Le garde-corps se compose de quatre fils de fer fixés par des pitons à des montants verticaux.

Le prix de revient a été d'environ 17 francs par mètre courant.

On peut trouver l'occasion de faire de nombreuses applications analogues.

Ponts du système Howe. — La transition entre le système Town et le système Howe se fit par le système de Long qui reçut, il y a vingt ou trente ans, de nombreuses applications, mais qui paraît aujourd'hui abandonné.

Le système de Long se compose de deux cours de poutres horizontales, analogues aux semelles du treillis ; ces deux cours, placés dans un même plan vertical, sont réunis par des poteaux verticaux en bois, et l'intervalle entre les poteaux est rempli par des croix de Saint-André.

Les liens formant les croix de Saint-André étaient, dit M. Malézieux, chevillés à leurs extrémités avec les longrines ; mais les deux branches de la croix n'étaient pas chevillées entre elles. De plus, on doublait ceux de ces liens qui, dans chaque moitié de la poutre, vont en descendant vers la culée voisine ; le contre-lien, dirigé en sens inverse, demeurait simple et parfait entre les deux liens jumeaux.

Howe modifia ce système en substituant aux poteaux des boulons verticaux fixés à l'aide d'un écrou et en supprimant les chevilles des croisillons. Dès lors, les pièces verticales ne furent plus que des tirants transmettant à la semelle supérieure les pressions verticales exercées sur la semelle inférieure ; les liens inclinés ne furent plus que des entretoises rigides, hors d'état de travailler par extension, transmettant simplement à la semelle inférieure les pressions verticales exercées sur l'autre. Toute pression isolée put se transmettre de proche en proche sans que le passage d'une locomotive, par exemple, fît brusquement passer les liens de l'extension à la compression. Voilà, croyons-nous, la justification théorique du système Howe.

Les semelles sont généralement pareilles : chacune d'elles se compose de deux, trois, quatre longrines de 0m,30 de hauteur sur 0m,25 de largeur, juxtaposées avec des vides de 3 à 4 centimètres, par lesquels descendent autant de grands boulons verticaux. La tête et l'écrou agissent sur deux plaques qui s'appliquent extérieurement sur l'ensemble des semelles. Les boulons sont d'un diamètre constant. Les liens inclinés ont, ou du moins devraient avoir théoriquement, un équarrissage croissant du milieu de la poutre à la culée, tandis que l'équarrissage des contre-liens devrait varier en sens inverse. »

Lorsque la portée est considérable, il en est de même de la hauteur de la poutre ; mais alors les tronçons des semelles, compris entre deux boulons successifs, auraient trop de longueur et seraient susceptibles de fléchir isolément ; de même, les liens et contre-liens des croix de Saint-André atteindraient des équarrissages considérables ; pour éviter cet inconvénient, on opère comme nous l'avons fait pour la poutre Town : on divise chaque lien en plusieurs autres parallèles dont la somme des sections soit égale à la section du lien théorique unique. On constitue de la sorte un véritable treillis, et comme toutes les barres de ce treillis travaillent de la même manière, c'est-à-dire par compression, on

peut sans inconvénient les boulonner entre elles à tous leurs points de croisement, ainsi qu'on le fait avec beaucoup moins de raison dans les poutres du système Town.

Pont de Poganek. — Dans son rapport sur les chemins de fer d'Allemagne, en 1854, M. Couche cite plusieurs ponts et viaducs du système Howe, entre autres le pont de Poganek, dont il donne l'élévation partielle et la coupe transversale que reproduisent les figures 3 et 3 *bis* de la planche X.

Les semelles horizontales sont reliées par des tirants verticaux (*t*) munis de vis de serrage ; ces tirants verticaux s'appuient par leur extrémité inférieure sur un bout de madrier qu'ils pressent contre la semelle de la poutre, et par leur extrémité supérieure sur une traverse horizontale C, qui contrevente l'ensemble du pont et qui en même temps fait office de tirant pour le comble du toit superposé.

Les liens principaux *b, b...*, qui vont en descendant vers la culée voisine, réunissent les sommets des tirants de deux en deux; ils butent en haut et en bas contre des taquets en bois, disposés de manière à recevoir normalement les abouts des liens. Ces liens principaux sont doubles, et enserrent entre eux les contre-liens, dirigés en sens contraire. Aux points de croisement les liens et contre-liens sont chevillés ou boulonnés l'un sur l'autre.

C'est en réglant la tension des tirants et en la surveillant fréquemment qu'on maintient d'une manière continue le contact des liens et des semelles.

Si l'on se reporte à la figure théorique et aux calculs que nous avons donnés au chapitre précédent, on voit que le tirant théorique est dédoublé et qu'il en est de même des liens principaux : quant aux contre-liens, ils ne sont pas indiqués sur notre figure théorique et on doit les considérer comme produisant un surcroît de rigidité et de résistance.

On remarquera que le système est encastré au moyen de tirants en fer à l'aplomb des piles et des culées, et que de plus la semelle inférieure y est renforcée par une sous-poutre avec contre-fiches.

La figure s'applique à une des travées extrêmes, dont la portée est de 47 mètres.

Il va sans dire que le tablier qui porte les deux voies doit être revêtu de feuilles de tôle, afin de le protéger contre l'incendie, et qu'il doit faire l'objet d'une surveillance attentive. On a soin, du reste, de ménager dans les massifs des culées des réservoirs d'eau afin de pouvoir éteindre rapidement un commencement d'incendie.

Le comble ne suffit pas pour mettre la charpente complétement à l'abri des intempéries; on fera bien de recouvrir les faces latérales de la caisse avec un voligeage ; tout au moins cette précaution devra être prise du côté d'où soufflent les vents humides.

La construction est tout entière en mélèze ou laryx de Suisse, et les pièces ont été soumises à un examen minutieux.

Pont de Wittemberg. — Il existe un défaut grave dans le pont de Poganek, c'est que les boulons des tirants prennent leur appui sur des pièces de bois, qui s'écrasent et se rongent peu à peu sous l'influence d'une pression continue il faut alors rétablir l'adhérence en serrant les vis. De même les abouts des liens et contre-liens, bien que coupés parfaitement d'équerre, ne tardent pas à se fendiller et à s'user en pressant contre les taquets en bois qui les reçoivent.

On a reconnu la nécessité : 1° de boulonner les extrémités des tirants sur des plaques de fonte qui s'appliquent par une certaine surface sur les semelles des poutres et qui, répartissant la pression sur une étendue notable, n'écrasent point

les fibres du bois, 2° d'emprisonner les abouts des liens et contre-liens dans des sabots en fonte butant contre d'autres sabots en fonte fixés aux semelles.

Les pièces horizontales, qui composent les longerons ou semelles, ne peuvent évidemment être obtenues qu'en plaçant bout à bout des pièces de même équarrissage ; il faut relier les tronçons l'un à l'autre avec assez de solidité pour qu'on puisse admettre la continuité du langeron ; on y arrive au moyen de plaques de tôle ou de fonte placées sur chaque flanc du longeron et bien boulonnées l'une avec l'autre.

Ces principes ont été appliqués au pont de Wittemberg sur l'Elbe, comprenant onze travées de 53^m,67 et trois de 37^m,66.

M. l'ingénieur Stœcklin a rendu compte, dans les annales des ponts et chaussées de 1854, des expériences auxquelles il a été procédé par les ingénieurs allemands avec une travée d'épreuve, construite sur la rive du fleuve et placée à une petite distance au-dessus du sol afin de n'avoir pas à redouter d'accidents graves.

Les poutres avaient six mètres de hauteur ; elles étaient contreventées en haut et en bas, et le contreventement inférieur portait une voie de fer ; les pièces de pont, se prolongeant en dehors des poutres de tête, soutenaient en encorbellement deux trottoirs pour les piétons.

Sous le poids d'une locomotive de 30 tonnes, la travée de 53 mètres de portée prit une flèche de 0^m,016, et, après le départ de la locomotive, il resta une flèche permanente de 0^m,0026.

La même locomotive passant par-dessus deux coins produisant une chute de 0^m,04 ne produisit pas une flèche bien supérieure à la précédente, malgré l'intensité du choc.

La flèche pendant le passage de deux ou trois locomotives est égale à la précédente multipliée par deux ou par trois. Pour quatre machines, la flèche est moindre que quatre fois 0^m,016 ; en effet, il y a forcément deux machines voisines des culées qui ne produisent qu'un effet réduit.

Une charge brute de 51 tonnes, répartie uniformément sur toute la longueur de la travée, produit à peu près la même flèche que la locomotive de 30 tonnes placée au milieu.

La marche de 240 hommes au pas cadencé produisit une flèche de 0^m,005 ; en conduisant ces hommes vers le milieu de la poutre et les faisant sauter simultanément vingt à trente fois de suite, la flèche vers le bas n'atteignit que 0^m,02 ; mais, après chaque saut, la travée oscilla vers le haut et l'amplitude de l'oscillation fut de 0^m,07.

En serrant les écrous des tirants, on put forcer les fermes à se relever de plusieurs centimètres.

Ces expériences montrent bien la confiance qu'on peut avoir en la solidité du système.

Le pont de Wittemberg est représenté en élévation et en coupe transversale par les figures 1 et 1 *bis* de la planche X, extraites du mémoire de M. Stœcklin.

« Aux États-Unis, dit M. Malézieux dans son rapport de mission, les ponts en charpente se construisent généralement dans le système Howe, ce système que l'Europe a déjà emprunté sur une grande échelle à l'Amérique. Mais les pont de bois ne sont plus considérés aujourd'hui que comme des ouvrages provisoires : on ne construit plus aujourd'hui que des ponts métalliques, quand le manque de fonds ne force pas d'ajourner ces constructions plus coûteuses de premier établissement. »

Goudronnage et peinture des bois. — Nous avons décrit dans notre *Traité*

de l'exécution des travaux, les procédés mis en œuvre pour la conservation des bois. L'injection de substances antiseptiques ne s'applique guère aux bois de charpente; cependant, elle pourrait rendre de sérieux services pour des bois qui se trouvent exposés à l'humidité, dans des conditions analogues à celles des traverses de chemin de fer. Ce qu'on pourrait toujours effectuer, c'est la carbonisation de la surface ; combinée avec le goudronnage, elle donnerait sans doute de bons résultats.

Quoi qu'il en soit, on n'a guère recours qu'aux enduits pour protéger les pièces des ponts en charpente, et en général tous les bois aériens.

Les peintures sont généralement appliquées sur les surfaces vues, mais elles ne protégent pas complétement les bois contre la piqûre des insectes. Pour arriver à une protection parfaite, il serait nécessaire de plonger les bois dans une substance vénéneuse; mais le mal est trop faible pour qu'on ait recours à ce procédé qui pourrait amener plus d'un désagrément.

Presque toujours on recouvre les bois de plusieurs couches de goudron ; celui-ci agit à la fois comme une peinture sur laquelle glisse l'humidité et comme un antiseptique.

Voici une composition qui, appliquée à chaud avec un pinceau, pénètre le bois et donne un vernis noir assez agréable : 6 parties en poids de goudron végétal liquide, 2 parties de coaltar, et 2 parties d'asphalte liquide de Bastennes. Cet enduit revient à 0 fr. 10 le mètre carré.

Il y a quelques années on a préconisé pour la conservation des bois l'enduit de glu marine, que l'on obtient en dissolvant du caoutchouc et de la laque dans l'huile provenant de la distillation du goudron de gaz ; il ne semble pas avoir mieux réussi que la peinture ordinaire.

Les enduits ne conviennent qu'à des bois parfaitement secs et absolument sains.

C'est une erreur de croire que la peinture peut prolonger la durée d'un mauvais bois; humide ou échauffé, elle ne fera que l'abréger. Peindre un mauvais bois, c'est, comme on dit, enfermer le loup dans la bergerie, la fermentation se propage beaucoup plus rapidement ; il faut donc éviter de le faire, c'est malheureusement un conseil qui n'est pas assez suivi.

Lorsque l'on goudronne des bois, il faut user de précautions, parce que le goudron est inflammable et ne s'éteint pas facilement. Il est arrivé à des constructeurs imprudents de brûler en peu d'instants des constructions en charpente fort importantes.

On néglige trop souvent de peindre les surfaces en contact et les assemblages; c'est pourtant quelque chose de capital, car l'humidité pénètre dans les joints et assemblages et y séjourne toujours, quoi qu'on ait fait pour lui ménager un écoulement rapide.

Si l'on applique de la peinture sur un enduit, il faut gratter avec soin toutes les écailles et parties non adhérentes.

Ainsi, on devra toujours enduire de goudron chaud tous les assemblages ; ce sera même une excellente opération que de verser de ce goudron dans les trous de boulons.

Les coussinets, permettant l'écoulement de l'eau et la circulation de l'air aux abouts des pièces enchâssées dans de la maçonnerie, sont susceptibles de rendre de grands services.

Brise-glaces. — Les piles en maçonnerie sont protégées par leur avant-bec contre le choc des glaces qu'elles divisent et qu'elles brisent. Mais, les palées

en charpente ne peuvent avec leur faible masse résister à de gros chocs, et il faut les y soustraire.

Quelquefois on s'est contenté de prolonger ces palées au moyen d'un éperon saillant en charpente placé à l'amont; mais cet éperon, faisant corps avec la palée, transmet à celle-ci et au pont tout entier les chocs qu'il reçoit et le remède est insuffisant.

Il est donc nécessaire d'établir à l'amont un brise-glaces indépendant de la palée. Voici la description de deux types de brise-glaces.

L'un, donné par Gauthey, se compose de deux files de pieux formant un angle aigu, surmontées de moises, qui supportent deux pans de charpente inclinés; l'ensemble forme comme un double soc de charrue qui brise les glaçons et les rejette sur le côté, c'est-à-dire dans l'axe des arches et non dans l'axe des palées.

L'autre se compose d'une seule file de pieux, placée dans le prolongement de la palée; ces pieux sont arasés à des hauteurs différentes et reliés par un chapeau incliné qui reçoit le choc des glaces; des moises horizontales et des moises en écharpe consolident le tout.

Emploi de la dynamite au brisement des glaces. — Pendant l'hiver de 1872, les glaces accumulées sur le Rhône, à Lyon, menaçaient de causer de grands dommages lorsque viendrait la débâcle; M. l'ingénieur Gobin eut l'idée de les briser avec des cartouches de dynamite.

On connaît toute la puissance explosive que prend sous l'influence d'une percussion cette matière nouvelle, qui est un mélange de nitroglycérine et d'une substance inerte, telle que la sciure de bois ou le sable siliceux.

Les cartouches de dynamite placées à la surface des glaçons et recouvertes de terre, puis enflammées ne produisaient qu'un minime effet de disjonction, car, pour briser un glaçon, il faut agir non pas normalement à sa surface horizontale, mais exercer un effort suivant une section verticale de ce glaçon. C'est à quoi on est arrivé en exécutant à la hache, dans la glace, une entaille formée d'un côté d'un petit plan vertical de 0,04 à 0,05 de profondeur et de l'autre côté d'un long plan incliné. Dans cette entaille longue d'un mètre, on plaçait un boudin chargé de dynamite, entouré de sciure de bois et de papier ciré, on le recouvrait de quelques centimètres de sable, on produisait l'explosion et de longues fissures apparaissaient dans le bloc congelé.

Si l'on veut diviser encore chacun des morceaux, on perce au centre du bloc un trou de mine (pour lequel on pourrait peut-être recourir à des tiges de fer rouge), on plonge dans ce trou, à $0^m,70$ de profondeur, une cartouche de dynamite; l'explosion soulève la glace et produit des fissures rayonnantes de 10 à 30 mètres de longueur.

Par ce procédé, avec une dépense de 40 francs, M. Gobin a pu faire disparaître en une seule journée 50,000 mètres carrés de glace qui obstruaient le lit du Rhône entre les ponts de la Guillotière et du Midi.

Considérations générales sur les ponts en charpente. — Bien que nous ayons exposé en tête de ce chapitre des considérations générales sur les ponts en charpente, il nous a paru utile de reproduire ici les observations consignées dans le rapport que M. Couche a rédigé sur les chemins de fer d'Allemagne en 1854 :

« La plupart des ponts construits sur les premiers chemins allemands étaient en charpente, tantôt sur piles en maçonnerie, tantôt sur palées. — L'abondance des bois, — la rapidité de l'exécution, — l'économie, considération décisive à

une époque où tant d'incertitude planait encore sur les produits des chemins de fer, où il n'y avait de certain que la grandeur des sacrifices nécessaires; — la largeur des principaux cours d'eau, — la difficulté et la dépense des fondations, — souvent aussi la nécessité de ménager le débouché, et l'insuffisance de la hauteur, — tels sont, indépendamment de la défiance inspirée par les voûtes à grandes ouvertures et à petites flèches, les motifs qui faisaient généralement pencher la balance en faveur de l'emploi partiel ou exclusif du bois.

Dans certains cas, l'imitation n'était pas étrangère à cette préférence. A ses débuts dans la construction des chemins de fer, l'Allemagne a fait de nombreux emprunts à la pratique des États-Unis. C'est surtout pour le tracé et le matériel qu'elle lui demandait des exemples, mais ses ingénieurs avaient pour mission d'étudier en même temps les travaux d'art. Frappés de la hardiesse, de la simplicité et de l'économie avec lesquelles les constructeurs américains savent mettre le bois en œuvre, ils rapportaient généralement des impressions favorables à ce mode de construction, sans remarquer que s'il est presque toujours avantageux, si ce n'est même nécessaire aux États-Unis, il est souvent inapplicable en Europe.

On commence à le reconnaître aujourd'hui; la réaction s'est produite contre l'introduction du bois dans les travaux d'art des grandes lignes de fer, aussi bien que contre le matériel américain. La durée des ponts en charpente sur les cours d'eau a été souvent bien au-dessous des évaluations les plus modérées en apparence. Et cela est tout simple : ces évaluations étaient fondées sur l'observation des ponts appartenant aux routes ordinaires; mais ceux-ci n'ont à supporter que des charges relativement faibles. On peut sans danger laisser les bois y parvenir à un certain degré de dépérissement, tout à fait inadmissible sur les chemins de fer; j'ai vu, en 1853, se faire en maçonnerie, près de Dresde, sur le chemin saxo-Silésien, un pont en bois datant de 1842.

Les autres avaient déjà été reconstruits; ceux de Connewitz, près de Leipzig (ligne saxo-bavaroise), sur la Pleisse, viennent également d'être remplacés.

La rapidité de cette destruction a été plus frappante encore pour les ponts jetés en Hongrie sur les grands affluents du Danube, et pour lesquels on a employé le sapin du pays, dont la croissance est rapide et la texture très-lâche. Sous l'influence des variations de niveau très-considérables, les palées pourrissent rapidement sur une grande hauteur, et le tablier lui-même, soumis à une atmosphère constamment humide et à des températures souvent très-élevées, ne dure guère plus. Les ponts de la Waag et de la Grane construits, en 1847 par les États de Hongrie, menacent ruine aujourd'hui. Ce n'est qu'à force de consolidations qu'on prolonge leur service, et les trains les franchissent avec une extrême lenteur. Ces ouvrages n'ont jamais eu, il est vrai, qu'une destination provisoire ils ont même été placés en dehors de l'axe du chemin de fer, pour laisser le champ libre à la construction des ponts définitifs. Mais leur dépérissement prématuré est à peu près indépendant de leur mode d'exécution et sa cause réside surtout dans la désorganisation même des matériaux.

Ces exemples, qu'il serait facile de multiplier, réduisent à leur juste valeur les avantages attribués d'abord à l'emploi du bois pour les ponts des chemins de fer surtout si on tient compte des exigences d'un service qui ne souffre pas d'interruption. — Aussi les ingénieurs allemands sont-ils à peu près unanimes aujourd'hui pour repousser l'application du bois aux ponts proprement dits, à moins qu'il ne soient peu importants et d'une reconstruction facile. — Pour les grands cours d'eau, il s'agit maintenant de remplacer, sans se jeter dans des

dépenses d'établissement excessives, cette solution, commode d'abord, mais très-onéreuse en fin de compte.

La condamnation prononcée par l'expérience ne s'applique d'ailleurs jusqu'à présent, même pour les grandes ouvertures, qu'au cas où le tablier doit être placé à une faible hauteur au-dessus de l'eau et souvent aussi à l'influence délétère d'une atmosphère constamment humide.

Quand il s'agit de franchir des vallées profondes, c'est-à-dire pour les viaducs, — la question change de face : d'une part la décomposition des bois n'est plus favorisée par une cause aussi puissante, de l'autre, la facilité avec laquelle les ouvrages en charpente se prêtent aux grandes portées est alors d'autant plus précieuse, que la hauteur des piles rend leur construction fort dispendieuse. — Restreinte à ce cas, l'application du bois conserverait une grande importance.

CHAPITRE III

PONTS MÉTALLIQUES FORMÉS DE POUTRES DROITES

Pour les ponts métalliques, on emploie : la fonte de fer, le fer forgé et, dans l'immense majorité des cas, le fer laminé. Les aciers sont susceptibles aussi de rendre de précieux services, et il est probable que l'usage ne tardera pas à s'en généraliser.

Notre *Traité de l'exécution des travaux* renferme de nombreuses indications techniques sur la composition du fer et de ses dérivés, ainsi que sur les préparations et opérations de toute nature que l'industrie leur fait subir pour les mettre en œuvre. Nous avons expliqué d'abord la composition chimique ainsi que les qualités physiques de la fonte, de l'acier et du fer : ces trois substances forment une série ininterrompue, qui commence par le fer doux et se termine par la fonte brute résultant de la réduction des minerais de fer : entre ces deux produits extrêmes, on rencontre, suivant la proportion de carbone alliée au fer pur, toutes les variétés de fer, d'acier et de fonte. Ensuite, nous avons décrit les outils et le travail du forgeron, qui, d'un lingot de fer, extrait, par le martelage combiné avec des chaudes successives, un solide d'une forme donnée; le fer forgé est toujours d'un prix assez élevé, il entre surtout dans la composition des machines; les travaux publics ne l'emploient qu'exceptionnellement sous la forme d'ancres et de tirants. Passant au fer laminé et à la tôle, nous en avons donné les qualités physiques et indiqué ce qu'on devait exiger sous ce rapport dans le cahier des charges d'une entreprise; nous avons expliqué comment le fer et la tôle se travaillaient à froid, et nous avons exposé le mécanisme des cisailles, des tours, des machines à raboter, à percer ou à poinçonner; en particulier nous avons montré comment on exécutait une pièce composée de tôles planes et de cornières, en insistant sur la rivure à la main et sur la rivure à la machine. Nous avons terminé par une note sur le moulage de la fonte et sur la production de l'acier ou métal Bessemer; enfin, nous avons donné quelques résultats d'expérience sur la résistance du fer, de la fonte et de l'acier dans leurs divers modes d'emploi; on trouvera ces résultats plus complets dans le chapitre Ier du présent ouvrage.

Nous ne reviendrons pas sur les divers sujets énumérés ci-dessus, et nous prierons le lecteur de se reporter au livre de *l'Exécution des travaux;* nous nous contenterons d'exposer ici, d'abord quelques notions sommaires sur le moulage des poutres en fonte, puis ce qu'on appelle la détermination de la rivure dans les poutres composées en tôles et cornières.

Production et moulage des pièces en fonte. — On distingue deux sortes de fonte : la fonte de première fusion et celle de seconde fusion.

La fonte de première fusion est le produit direct du haut-fourneau, où s'effectue comme opération principale la réduction du minerai par le charbon. Or cette opération chimique de la réduction est influencée par des causes essentiellement variables, telles que le tirage, la nature du charbon, le degré d'humidité, en un mot, par l'allure du haut-fourneau. Donc, la fonte de première fusion ne saurait avoir une composition constante; tantôt elle sera trop carburée et abandonnera, par le refroidissement, des paillettes de graphite; tantôt elle sera grise et renfermera la quantité de carbone qu'exige un bon produit; tantôt enfin, elle sera blanche ou truitée et ne pourra servir faute de contenir assez de carbone combiné.

La fonte de première fusion ne saurait donc convenir que pour des pièces dans lesquelles on se préoccupe plus de la masse que de la résistance, comme des plaques de fondation; les pièces destinées à la construction des ponts doivent être coulées en fonte de seconde fusion.

Celle-ci s'obtient en refondant au cubilot, ou fourneau brasqué, du coke et des gueuses de fonte, mélangées et choisies de manière à fournir un produit de qualités constantes ; le mélange est une affaire d'expérience.

La refonte a pour effet de blanchir la fonte, c'est-à-dire de brûler une partie de son graphite; il ne faut donc pas refondre ensemble des fontes de première fusion déjà grises, et l'on doit mélanger des fontes grises ou blanches avec des fontes noires, c'est-à-dire trop chargées de carbone.

La refonte s'opère en présence d'un courant d'air envoyé par une soufflerie; lorsque la fonte de première fusion est trop carburée, et c'est ce qui arrive dans les pays où l'on n'a pas intérêt à trop ménager le combustible, il est bon que la soufflerie envoie de l'air froid, dont l'action oxydante ou décarburante est plus énergique que celle de l'air chaud; mais, dans les pays où le combustible n'est pas prodigué pour les hauts-fourneaux, les fontes de première fusion sont rarement beaucoup trop riches en carbone, et l'on doit les refondre à l'air chaud, afin de ne pas les blanchir outre mesure.

L'opération du moulage est des plus délicates :

Ayant à reproduire une pièce, on en exécute un modèle en bois avec des dimensions augmentées de $\frac{1}{100}$, afin de compenser le retrait du métal; on entoure ce modèle de sable ou d'une autre substance incompressible, puis on l'enlève, et c'est dans le creux qu'il laisse que l'on fait arriver la fonte liquide; celle-ci prend l'empreinte du creux et reproduit la pièce voulue que l'on extrait en démolissant le moule.

On peut effectuer le moulage de diverses manières, qui se distinguent par l'état physique du sable employé à la confection du moule : sable vert, sable flambé, sable étuvé ou sable anglais.

Commençons par le moulage au sable vert. Dans un cadre ou forme en fonte ou en tôle *mn*, figure 1, planche XI, on pilonne un sable argileux très-fin, à teinte verdâtre, qui provient de l'étage néocomien, et qui possède une plasticité notable; ce sable est délayé dans l'eau. On en enduit d'abord les parois de la forme, que l'on remplit ensuite de couches successives de ce sable mouillé, en ayant soin de battre et de pilonner ces couches avec des outils à semelles en fer; au milieu de la forme on place le modèle en bois de manière à l'y enfoncer seulement de la moitié, l'autre moitié devant être obtenue par une autre forme qu'on superposera à la précédente.

La figure indique que l'on veut couler une poutre à double T à branches inégales; on supposera cette poutre coupée en deux parties par le plan médian de l'âme; une des parties sera moulée dans une première forme (*mn*) et l'autre partie dans une seconde forme *m'n'*, que l'on renversera sur la première en s'arrangeant de manière à obtenir une correspondance absolue.

Il importe que le sable soit bien tassé et comprimé le long des parois du modèle; on augmente encore la cohésion en lardant le sable de petits piquets en fer qui le compriment comme le feraient des pieux, et qui ont l'avantage de fournir des issues aux gaz qui se dégageront lors de la coulée du métal en fusion.

Une remarque importante pour le moulage des pièces en fonte, c'est de donner toujours de la dépouille au modèle, c'est-à-dire de donner aux parties qui s'enfoncent dans la forme une épaisseur légèrement décroissante pour qu'on puisse ultérieurement dégager soit le modèle, soit la pièce elle-même, sans dégrader les parois du moule.

Dans le cas qui nous occupe, si l'on donnait aux branches du T une épaisseur uniforme depuis l'âme jusqu'au bout, le modèle en bois, qui reste assez longtemps entouré de sable humide, se gonflerait beaucoup plus en bas qu'en haut, et, en le retirant, on détruirait les parois du moule.

Le modèle enlevé, il faut corriger les imperfections des parois, qui en certains endroits se sont un peu éraillées, en d'autres ne sont pas assez comprimées : l'ouvrier enlève, avec des spatules en acier, le sable qui est tombé au fond du moule, il lisse et comprime les parois avec les outils appelés liches et paroirs, et les humecte pour faciliter le travail si cela est nécessaire. Lorsque ces parois sont bien nettes et bien polies, on les arrose avec une pluie légère et on les saupoudre avec une poussière très-fine de charbon de bois, qui recouvre d'un manteau noir le sable humide; ce manteau est à son tour lissé et comprimé avec les liches.

Lorsque le métal au rouge blanc pénétrera dans le moule, il déterminera la production d'une grande masse gazeuse, résultant de la vaporisation de l'eau que contient le sable, et de l'oxydation plus ou moins complète des particules de charbon qu'il rencontre; ces gaz carburés s'enflamment sous l'influence de la haute température à laquelle ils se trouvent portés. Il est nécessaire de leur livrer passage, si l'on ne veut pas qu'en se comprimant ils arrêtent la coulée, ou bien qu'ils viennent à crever la forme; aussi, lorsque le moule est terminé, le mouleur le larde avec une aiguille conique d'une infinité de trous destinés à servir d'évents.

On ménage en outre les conduits par où pénétrera le métal liquide; ces conduits doivent être assez nombreux et convenablement espacés de manière que le moule se remplisse bien et partout en même temps; il faut être sûr que le métal pénétrera partout et conservera une température uniforme.

Les conduits de coulée se recourbent verticalement le long des parois du cadre, et communiquent chacun avec un réservoir, dans lequel on verse la fonte apportée du cubilot soit dans de grandes bassines manœuvrées par des grues, soit dans des poches à brancards que portent des ouvriers. Le conduit vertical de chaque orifice de coulée est fermé par un piston à manche vertical, de sorte que la fonte ne quitte les réservoirs que lorsqu'on enlève simultanément tous les pistons. On attend pour cette opération que la fonte ait atteint une température convenable, comprise entre le rouge blanc et le rouge cerise. Si la fonte au blanc pénétrait dans le moule, elle subirait une trempe trop brusque

et un retrait trop considérable qui serait funeste à sa résistance et à son homogénéité; d'un autre côté, il ne faut pas laisser sa température descendre au-dessous d'une certaine limite, car elle atteindrait un état semi-pâteux et les divers courants se souderaient mal l'un à l'autre.

Lorsque le contre-maître juge le moment favorable, il commande d'enlever à la fois tous les pistons, le métal se précipite dans la forme, la vapeur et les gaz carburés apparaissent; on ajoute du métal liquide jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique s'établisse entre les divers conduits de coulée, qui ressemblent à des vases communiquants : on est certain qu'alors la fonte a pénétré partout et l'opération est terminée.

Au bout de douze heures, on peut briser le moule et retirer la pièce encore chaude.

Telle est l'opération au sable vert.

Lorsqu'on veut couler la fonte dans un sable étuvé, on applique sur les parois du sable, après l'enlèvement du modèle, une couche d'un enduit formé de poussière de charbon de bois délayée dans de l'eau avec un peu de sable argileux, et cette couche est étendue avec un pinceau doux. On liche et on pare les surfaces, puis on porte le moule à l'étuve, ou on le place au-dessus d'un feu de coke, jusqu'à parfaite dessiccation.

Si la dessiccation n'est pas poussée aussi loin et que l'enduit de charbon s'obtienne en plaçant le moule au-dessus d'une flamme fuligineuse, telle que la résine, qui donne une grande masse de noir de fumée, on a un sable flambé.

Le moule au sable anglais est celui pour lequel on mélange au sable vert la plus forte proportion possible de poussière de houille.

Le moulage au sable vert a de graves inconvénients : celui de refroidir la fonte plus rapidement que les autres procédés, parce que la vaporisation de l'eau absorbe une grande quantité de calories, et surtout celui de décarburer la fonte et de la blanchir outre mesure; en effet, la vapeur d'eau, portée à une haute température, se décompose en présence du charbon, et son oxygène mis en liberté brûle le carbone et le transforme en oxyde de carbone qui s'enflamme à l'air en même temps que l'hydrogène.

Avec les moules étuvés, il n'y a ni action physique ni action chimique de la part du moule sur le métal, et la nature de la fonte ne se trouve pas modifiée.

Le moule flambé donne des résultats intermédiaires entre ceux du moule au sable vert et ceux du moule au sable étuvé.

Le moule au sable anglais donne de bons résultats, car la vapeur d'eau qui se dégage agit sur la houille mélangée au sable, et laisse intact le carbone de la fonte; en outre, la combustion de la poussière de houille compense l'absorption de chaleur due à la vaporisation de l'eau. Malheureusement, le sable anglais n'a pas de consistance, ses parois résistent mal au flot du métal, et il en résulte des pièces irrégulières.

Conclusion : les pièces destinées aux ponts doivent être coulées dans des moules étuvés.

Telle est la conclusion à laquelle arrive M. l'ingénieur Decomble, dans ses Mémoires sur les poutres droites en fonte, mémoires dont nous nous sommes inspiré pour la rédaction des lignes précédentes.

La fonte, avons-nous dit, présente un retrait considérable : pour que le retrait soit uniforme, il faut que le refroidissement le soit aussi dans toutes les

sections, ce qui conduit à adopter pour les pièces en fonte des épaisseurs uniformes; ainsi, on donnera la même épaisseur à l'âme et aux ailes d'une section à double T.

La fonte ne doit pas être coulée sous de grosses épaisseurs, si l'on veut qu'elle soit homogène et résistante; en effet, le refroidissement marche lentement de la surface à l'intérieur du métal, la périphérie devient solide et subit une certaine trempe qui lui donne un grain fin et résistant; les parties intérieures ne se solidifient qu'ultérieurement, et, comme elles ont une tendance au retrait, il se produit dans la masse de petites cavernes ou bien le métal conserve une texture lâche sans consistance.

Ainsi, il faut, autant que possible, chercher à employer la fonte sous de petites épaisseurs, quelques centimètres par exemple : si l'on essaye la résistance de tiges en fonte de diamètre croissant, on reconnaît que la charge de rupture par unité de surface va en diminuant lorsque le diamètre augmente.

Il faut éviter, dans les pièces de fonte, les raccords normaux entre les divers membres de ces pièces; ainsi, dans la section à double T que nous avons choisie comme exemple, on raccordera les faces intérieures des ailes avec les faces de l'âme par des congés ou quarts de cylindre; sans cette précaution, on extrairait du moule des pièces qui présenteraient toujours des défauts et des manques de matière aux points de raccordement qui nous occupent.

M. Decomble recommande encore d'éviter sur les poutres les nervures transversales saillantes, dont l'usage est cependant assez répandu et que l'on considère comme des moyens de consolidation; ces nervures altèrent l'uniformité du grain, de la couleur, de la résistance et du retrait, et entraînent fréquemment la formation de cavernes intérieures.

Les pièces de fonte ne doivent pas présenter d'arêtes vives; car, lorsqu'on examine à la loupe la section d'une pièce à arêtes vives, on reconnaît que sur les arêtes la fonte est blanche à grain très-fin, lorsque dans le reste de la section elle est grise et d'un grain résistant; les arêtes seront donc exposées à se rompre avant le corps de la pièce. On évite cet inconvénient en ayant recours à des profils avec angles arrondis.

Les assemblages des pièces en fonte se font toujours au moyen de boulons que l'on serre plus ou moins en agissant sur leur écrou; les poutres droites en fonte doivent être d'un seul morceau, il n'y a que les arcs que l'on compose avec une série de voussoirs, s'appliquant l'un sur l'autre par des faces planes bien rabotées et boulonnées solidement tout le long des nervures qui les terminent.

Tôles et fers spéciaux. — La tôle comprend toutes les variétés du fer laminé en feuilles, depuis la plaque de blindage de $0^m,15$ à $0^m,20$ d'épaisseur jusqu'à la tôle fine, dont l'épaisseur est au plus égale à $0^m,0015$, et dont on compose le fer battu et le fer-blanc.

Dans les ponts, on se sert de la tôle forte dont l'épaisseur est supérieure à $0^m,016$.

Les tôles se distinguent encore suivant les fers dont elles se composent et suivant le mode de fabrication : pour les poutres, où l'on n'a besoin que de feuilles planes, c'est à la bonne tôle ordinaire qu'on a recours; si l'on avait à exécuter des pièces courbes ou contournées, on devrait se servir de tôle de qualité supérieure.

Nous avons indiqué, dans le *Traité de l'Exécution des travaux*, quelles qua-

lités on devait exiger des fers laminés entrant dans la composition des ponts, et à quelles épreuves on devait les soumettre.

En dehors des tôles planes, on emploie, dans les ponts métalliques, ce qu'on appelle les fers spéciaux, dont les principaux sont représentés par la figure 2, de la planche XI :

A est le fer à double T.

B, le fer Zorès, en usage surtout pour les planchers en fer, mais qui peut rendre des services dans les ponts; le point faible de ce profil est évidemment le sommet, où l'on a soin de renforcer l'épaisseur; le fer Zorès ne peut se fabriquer qu'avec un fer de bonne qualité.

C, le fer à simple T, qui se représente par la notation $\frac{150.80}{13}$; les pièces métalliques sont, comme on sait, toujours cotées en millimètres.

D, cornière à branches égales, représentée par la notation $\frac{160.160}{16}$.

E, cornière à branches inégales $\frac{170.100}{16}$,

F, cornières dont l'angle au sommet diffère d'un angle droit; ces cornières ne se fabriquent ni ne s'emploient d'une manière courante, cependant on en trouve quelques types dans les grandes usines.

G, fer en U, dont la notation est $\frac{140.50}{10}$.

On fabrique beaucoup d'autres fers spéciaux qu'il serait trop long d'énumérer ici : fers carrés, polygonaux, ronds, demi-ronds, à section en croix, à triple T, en F, etc. — On en trouvera des spécimens dans les albums que les grandes usines publient et qu'elles adressent aux ingénieurs et constructeurs lorsqu'ils leur en font la demande.

Lorsqu'on a à dresser un projet de construction métallique, il ne faut pas choisir au hasard les dimensions des éléments qu'on met en œuvre, mais il faut avoir soin de n'employer que les types du commerce.

Ce n'est qu'exceptionnellement et pour un travail considérable qu'une usine consentira à monter un laminoir spécial.

Poutres composées. — L'élément principal des ponts métalliques, c'est la poutre à double T, et il ne semble pas impossible au premier abord de fabriquer des fers à double T de toutes les dimensions. Malheureusement il n'en est pas ainsi, et l'on ne dépasse guère $0^m,50$ pour la hauteur de ces fers et $0^m,15$ à $0^m,20$ pour la largeur de leurs semelles; on va en comprendre la raison.

Lorsque la pièce passe au laminoir, l'âme est horizontale et tangente aux deux cylindres égaux qui constituent le laminoir; les ailes s'engagent dans des rainures normales ménagées dans les cylindres, mais la vitesse de rotation des divers points des cylindres, et par suite la vitesse de progression des divers points de la pièce, varient proportionnellement à leur distance à l'axe ; donc, les bords des ailes du double T avancent moins vite que l'âme, et si la différence des vitesses est notable, il en résulte des grippements et des déchirures.

Ainsi, la largeur des semelles est limitée en raison du diamètre des cylindres du laminoir, et comme la hauteur de l'âme doit être en rapport avec la largeur des semelles, si l'on veut conserver au fer à double T ses avantages au point de vue de la résistance, il en résulte que cette hauteur est aussi forcément limitée.

Le fer à double T ne pourra donc convenir que pour les petites portées ; dès

que la portée est notable et exige de fortes dimensions, on est forcé de recourir aux poutres composées.

La figure 3, de la planche XI, représente la section transversale d'un double T composé de tôles et de cornières ; les semelles sont formées de deux lames de tôle accolées de $0^m,40$ de largeur et de $0^m,015$ d'épaisseur, réunies par des rivets ; entre les semelles est une âme verticale de $0^m,010$ d'épaisseur et de $0^m,50$ de hauteur. L'âme et les semelles se rencontrent à angles droits et sont reliés par deux cours de cornières de $\frac{80,80}{10}$. La branche horizontale d'une cornière est percée de rivets qui traversent en outre les deux feuilles des semelles ; quant à la branche verticale, elle est percée de rivets qui traversent l'âme de la poutre et la branche verticale de la cornière symétrique.

On voit comment, avec les éléments dont on dispose, on peut obtenir une section de dimensions quelconques.

Le point capital dont on doit se préoccuper, c'est évidemment de savoir si les éléments sont reliés les uns aux autres assez solidement pour qu'on puisse considérer la pièce comme faite d'un seul morceau ; si les liens ne sont pas assez nombreux ni assez forts, en un mot si la rivure est insuffisante, la dislocation de la poutre composée ne tardera pas à se produire.

DÉTERMINATION DE LA RIVURE.

L'ingénieur doit donc donner tous ses soins à la détermination de la rivure.

Les rivets en bon fer nerveux, qui servent à réunir les pièces de tôle, s'obtiennent en coupant des tiges rondes en morceaux de longueur suffisante. Ayant un de ces morceaux cylindriques, on lui fait avec la machine à étamper une tête en forme de segment sphérique ; on rencontre quelquefois la tête en pointe de diamant dans les pièces de grosse chaudronnerie, mais la tête sphérique est d'exécution bien plus facile, et c'est elle qu'on emploie uniquement pour les poutres en tôle.

La figure 4, de la planche XI, représente un rivet fabriqué à l'avance et engagé dans le trou que la poinçonneuse a découpé dans deux feuilles de tôle à réunir ; le rivet est engagé à chaud, et on écrase son extrémité cylindrique pour en former la seconde tête ; cet écrasement s'obtient soit avec une bouterolle et des marteaux à main, soit avec la machine à river, qui donne un bien meilleur travail.

Le diamètre du rivet étant représenté par d, la tête est un segment hémisphérique dont le cercle de base a pour diamètre $\frac{8}{5}d$, et dont la flèche est égale à $\frac{3}{5}d$; pour obtenir par écrasement le segment que nous venons de définir, il faut que le corps du rivet, avant l'opération, dépasse la face des tôles d'une longueur égale à son diamètre.

La rivure ne réussit que pour des épaisseurs de tôle peu considérables, ne dépassant pas 7 centimètres.

Le diamètre des rivets est en rapport avec leur longueur, et cela pour la raison suivante : le rivet étant posé à chaud et fortement pressé contre la tôle, lorsqu'il se contracte par le refroidissement, il exerce un tirage énergique ; c'est là précisément le but qu'on se proposait d'atteindre, mais il ne faut pas le dépasser, et

s'exposer à faire sauter les têtes des rivets, ce qui arrive quelquefois surtout lorsque la rivure a été faite à la machine.

Ce sont évidemment les rivets les plus longs qui sont le plus susceptibles de se briser, car la contraction est proportionnelle à la longueur ; il faut donc augmenter le diamètre du rivet en même temps que sa longueur. En même temps, pour ne pas trop affaiblir la tôle en la perçant de trous trop rapprochés, il faut augmenter aussi l'espacement des rivets d'axe en axe à mesure que leur longueur augmente ; les feuilles de tôle doivent s'employer dans le sens du laminage, et les files de rivets sont longitudinales, c'est-à-dire parallèles au laminage.

Voici des dimensions usuelles de rivets :

DIAMÈTRE DU RIVET EN MILLIMÈTRES.	ÉPAISSEUR TOTALE DES TÔLES A RÉUNIR.	DISTANCE ENTRE LES RIVETS D'UNE MÊME FILE.
Millimètres.	Millimètres.	Millimètres.
14	15	95 à 110
16	15 à 20	110 à 120
18	20 à 25	120 à 125
20	25 à 35	Id.
22	35 à 50	Id.
25	50 à 70	Id.

Résistance des rivets. — Les rivets agissent de deux manières pour maintenir en contact les tôles qu'ils traversent ; ils produisent un frottement énergique des feuilles de tôle les unes contre les autres ; en outre, ils résistent aux efforts de cisaillement que chaque feuille de tôle peut exercer séparément sur les rivets qui la traversent.

Ces deux effets concourent pour assurer la rigidité de l'ensemble. Quelques constructeurs, craignant qu'à la longue le serrage des rivets ne vienne à diminuer ainsi que le frottement des tôles accolées, ne tiennent compte que de la résistance au cisaillement ; d'autres au contraire prétendent que la résistance au cisaillement ne peut être mise en jeu sans être accompagnée d'un ferraillement qui ne tarderait pas à détruire les poutres. Il est certain pour nous que les deux effets ont leur influence et se corroborent ; si donc on ne tient compte que de l'un d'eux dans le calcul, on se placera dans de plus mauvaises conditions que celles qui sont réalisées dans la pratique et l'on n'aura rien à craindre.

Adhérence de la rivure. — Des expériences nombreuses ont appris aux constructeurs qu'un rivet développait, dans les surfaces de contact, une adhérence égale à 15 kilogrammes environ par millimètre carré de la section transversale du rivet.

Ainsi, imaginez deux feuilles réunies par un rivet de 100 millimètres carrés de section, il faudra pour déterminer le glissement de ces deux feuilles l'une sur l'autre, développer un effort de 1,500 kilogrammes ; l'expérience se fait avec des rivets posés dans des trous ovales, afin que le cisaillement n'intervienne pas.

Dans le calcul, on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{5}$, c'est-à-dire qu'on compte seulement sur une adhérence de 3 kilogrammes par millimètre carré de section du rivet ; de même, on fait travailler les tôles seulement à 6 kilogrammes par

millimètre carré, bien qu'elles ne se rompent que sous un effort de 36 kilogrammes.

Détermination de la rivure des semelles d'après l'adhérence. — La rivure est calculée de telle sorte que malgré l'interruption d'une ou de plusieurs des feuilles qui composent les semelles, il n'y ait point de diminution dans la résistance de la section.

Si l'on appelle (m) le nombre des feuilles interrompues, e l'épaisseur de chacune, et l leur largeur, si l'on désigne par s la section d'un rivet, et par x le nombre de rivets qu'il s'agit de trouver, le millimètre étant pris pour unité, la tension maxima à imposer au métal étant de 6 kilogrammes, et l'adhérence maxima, sur laquelle il faille compter, de 3 kilogrammes, les feuilles interrompues auraient résisté, n'était leur interruption, à un effort égal à ($6eml$) kilogrammes; il faut que cet effort se retrouve dans l'adhérence de la rivure dont le total est ($3sx$). D'où l'équation

$$6eml = 3sx \qquad x = \frac{2eml}{s}$$

qui détermine le nombre des rivets. On voit que la section totale de tous les rivets doit, dans l'hypothèse de l'adhérence, être le double de la section des tôles interrompues.

Exemple numérique: sur trois feuilles de tôle de $0^m,20$ de largeur et de $0^m,010$ d'épaisseur, une est interrompue et on demande le nombre de rivets à employer pour que la résistance de la semelle ne soit pas altérée par l'interruption.

L'épaisseur totale des tôles à réunir étant de 30 millimètres, il faudra se servir de rivets de 20 millimètres de diamètre, ou de 314 millimètres carrés. Pour chaque rivet on pourra donc compter sur une adhérence de 3×314 ou de 942 kilogrammes.

D'un autre côté, la section transversale de la tôle interrompue est de 200×10 millimètres carrés; on pourrait donc la faire travailler à 12,000 kilogrammes, et, pour la remplacer, il faudra un nombre de rivets égal à $\frac{12,000}{942}$, c'est-à-dire treize rivets, que l'on pourra disposer par exemple sur deux files longitudinales à $0^m,05$ des bords; l'espacement des rivets dans chaque file sera de 120 millimètres, et les deux files se découperont l'une par rapport à l'autre.

A l'aplomb des feuilles interrompues, on renforce les semelles par des plaques, ou couvre-joints, sur lesquelles s'appliquent les rivets, et on calcule ces couvre-joints qui, généralement sont doubles, de telle sorte que leur section totale soit égale à celle de la tôle interrompue.

Détermination de la rivure d'après la résistance au cisaillement. — Mais l'habitude la plus répandue est de calculer la rivure en considérant seulement la résistance au cisaillement.

La résistance du fer au cisaillement varie entre les $\frac{3}{5}$ et les $\frac{4}{5}$ de sa résistance à la traction. Adoptant la proportion $\frac{4}{5}$ et remarquant que les rivets sont fabriqués avec de bon fer, dont la résistance à la traction est supérieure à celle de la tôle, nous admettrons que la résistance des rivets au cisaillement est égale par unité de surface à la résistance de la tôle à la traction.

Grâce à cette hypothèse, qui s'écarte peu de la vérité, et qui du reste est bien permise puisque l'on néglige l'adhérence produite par la rivure, le calcul va se

simplifier, parce que nous n'avons plus à comparer que des surfaces, sans teni compte des efforts qui leur sont proportionnels.

La résistance d'un rivet au cisaillement est proportionnelle non-seulement à sa section, mais encore au nombre de sections du rivet qui sont soumises à un effort de cisaillement. Il faudra dans chaque cas examiner avec soin quel est ce nombre de sections.

Voici à ce sujet quelques exemples :

1° Prenons d'abord deux feuilles de tôle, elles peuvent être assemblées par superposition ou par couvre-joint ;

Si elles sont assemblées par superposition, figure 5, planche XI, il n'y a qu'une section de cisaillement, car il suffit pour amener la séparation de briser le rivet en son milieu ;

Si elles sont assemblées par couvre-joints, figure 6, planche XI, il faut déterminer la section des couvre-joints ; considérant la coupe transversale (*ab*), la semelle ne perdra point de sa force, malgré l'interruption, si la section totale des couvre-joints est égale à celle de la feuille de tôle ; avec un seul couvre-joint, on lui donnera la même épaisseur qu'à la tôle, avec deux couvre-joints chacun aura une épaisseur moitié de celle de la tôle.

En règle générale, la section totale des couvre-joints doit être égale à la section totale des tôles interrompues.

Pour que l'assemblage de la figure 6, vienne à céder par les rivets, c'est-à-dire pour que la tôle (*c*) s'éloigne de la tôle (*d*), il faut que le rivet soit cisaillé suivant les deux sections voisines des couvre-joints ; il y a donc alors deux sections de cisaillement, et comme la résistance est proportionnelle au nombre de ces sections, il faudra deux fois moins de rivets que dans le cas précédent. La dépense du couvre-joint se trouve donc en partie compensée, et les tôles ne sont pas soumises à des efforts de torsion.

2° Considérons l'assemblage de quatre feuilles de tôle, figure 7, planche XI, placées non pas bout à bout, mais superposées ; pour qu'il y ait séparation d'un côté ou de l'autre, il faut que le rivet soit cisaillé en trois sections, et d'une manière générale, en autant de sections qu'il y a de feuilles moins une.

3° Plaçons maintenant les quatre feuilles bout à bout, figure 8, planche XI, il nous faudra deux couvre-joints de même épaisseur que les feuilles ; pour que l'assemblage soit rompu, c'est-à-dire pour que les deux feuilles de droite s'écartent des deux feuilles de gauche, il suffit que le rivet soit cisaillé suivant les deux sections qui touchent aux faces internes des couvre-joints. En apparence, l'assemblage serait inférieur au précédent, puisqu'il exige, outre les couvre-joints, le double de rivets ; mais l'assemblage précédent ne met pas l'adhérence en jeu, il ne convient donc qu'aux pièces travaillant par traction. Ainsi, on l'emploie pour composer les maillons d'une chaîne Galles, parce qu'alors c'est le cisaillement seul qui intervient, et il faut chercher à augmenter le plus possible le nombre des sections de rupture.

Si l'une des tôles seulement était interrompue, chaque rivet présenterait encore deux sections de cisaillement, mais l'épaisseur des couvre-joints serait réduite de moitié.

Si les deux tôles sont interrompues dans l'amplitude du couvre-joint, figure 9, planche XI, mais sans que les interruptions se trouvent dans la même section transversale, les couvre-joints n'ont besoin d'avoir à eux deux qu'une épaisseur de tôle ; les rivets extrêmes n'ont toujours que deux sections de cisaillement, car il suffit, pour que la portion de gauche s'éloigne de la portion de droite, que

les rivets se brisent suivant les deux sections qui touchent les faces intérieures des couvre-joints. Pour le rivet central il y a une section de cisaillement de plus, car, pour que les deux parties situées de chaque côté du rivet s'éloignent, il faut qu'il y ait rupture non-seulement aux deux sections que nous venons de définir, mais encore à la section médiane.

Rivure de plusieurs feuilles formant semelles. — 1° Commençons par appliquer le calcul à deux tôles placées bout à bout, figure 6.

Appelons l la largeur des feuilles, e leur épaisseur, d le diamètre des rivets; et n leur nombre par ligne transversale, il y a par rivet deux sections de cisaillement.

Exprimons que la résistance des tôles suivant la section transversale la plus faible est égale à la résistance des rivets, et, comme nous avons admis que la résistance par unité de surface ne variait pas, qu'il s'agît de traction ou de cisaillement, il nous suffit d'exprimer que la section transversale minima de la tôle est égale à la somme des sections de cisaillement des rivets.

La section minima de la tôle se rencontre suivant une ligne transversale de rivets, et est égale à

$$e(l-nd).$$

Désignant par x le nombre des rivets qui se trouvent de chaque côté du joint, nous trouvons $2x$ sections de cisaillement dont la surface est s ou $\frac{\pi d^2}{4}$.

Il en résulte, pour déterminer x l'équation

$$(1) \qquad e(l-nd)=2sx=x\pi\frac{d^2}{2}.$$

Les quantités e et l sont des données de la question; quant à n et d, elles résultent des précédentes; puisque l'épaisseur des tôles à réunir détermine le diamètre des rivets conformément au tableau cité plus haut, et que la largeur l des semelles indique les limites entre lesquelles le nombre n doit être compris.

Exemple numérique : les tôles ont 400 millimètres de largeur et 20 d'épaisseur, déterminer la rivure.

Il faudra deux couvre-joints de 400 millimètres de large et de 10 d'épaisseur, embrassant les semelles.

Le diamètre des rivets à employer est (tableau de la page 135) : 16 millimètres; leur section est donc 201 millimètres carrés, et ils doivent être espacés dans le sens longitudinal de 110 millimètres.

Enfin, comme règle générale, l'axe d'une ligne de rivets doit être au moins à 5 centimètres des bords de la tôle.

En observant cette distance, on peut placer par ligne tranversale deux, trois ou quatre rivets, et la figure 11, de la planche XI, représente les trois dispositions qui en résultent, la ligne pointillée représentant la section suivant laquelle les tôles sont aboutées.

Cela posé, l'équation (1) nous donne :

$$x=\frac{e(l-nd)}{2s}=\frac{20(400-2.16)}{402}=19.$$

Ainsi, avec deux rivets par ligne, il en faudra dix-neuf, c'est-à-dire vingt de chaque côté du joint, soit dix lignes de deux rivets; ce qui donne pour la longueur du demi-couvre-joint 605 millimètres.

Si l'on fait $n = 3$, on trouve $x = 18$; pour disposer dix-huit rivets en quinconce de chaque côté du joint, on fera quatre lignes de trois rivets et trois lignes de deux rivets, ce qui donnera pour la longueur du demi-couvre-joint 435 millimètres.

Enfin, si l'on fait $n = 4$, on trouve $x = 17$; pour disposer dix-sept rivets en quinconce de chaque côté du joint, on fera trois lignes de trois rivets et deux de quatre, ce qui donnera pour la longueur du demi couvre-joint 325 millimètres.

On voit par cet exemple qu'il y a grand avantage à serrer le plus possible les rivets dans le sens transversal ; on devra donc veiller à le faire, sans cependant arriver à trop diminuer la longueur du couvre-joint, parce qu'alors on créerait dans les feuilles de tôle des sections trop faibles et de plus l'assemblage serait mal assuré. Du reste, en se tenant pour cela dans les limites que nous venons d'indiquer, on ne risquera pas d'affaiblir outre mesure les couvre-joints.

Assemblages de feuilles de tôle d'égale longueur. — La question des assemblages et des couvre-joints est fort importante, et nous verrons plus tard que ces fers accessoires, qui n'interviennent pas dans la résistance théorique, entrent souvent pour une proportion considérable dans le poids des constructions métalliques.

Il convient donc de rechercher les systèmes de couvre-joints et d'assemblages qui réduisent au minimum le poids parasite.

Voici un exemple de cette recherche :

Soit une semelle formée de deux tôles égales superposées ; les feuilles de tôle, en sortant du laminoir, ont été coupées en morceaux de longueur constante, six mètres par exemple.

On peut constituer l'assemblage des deux feuilles de trois manières :

1° Interrompre les deux feuilles dans la même section transversale, ce qui fait une épaisseur de couvre-joints égale à celle des tôles et un couvre-joints tous les six mètres, figure 8 ;

2° Découper les joints des deux feuilles, et avoir tous les trois mètres un couvre-joints qui n'aura, il est vrai, que la demi-épaisseur des tôles ; en somme, ce système, au point de vue de la section des couvre-joints, n'est pas plus avantageux que le premier, figure 10 ;

3° Ou bien réunir les joints des deux cours de feuilles dans le même assemblage, en les écartant d'une certaine distance, figure 9. Alors il n'y a plus de couvre-joints que tous les six mètres, et ces couvre-joints n'ont besoin d'avoir que la moitié de l'épaisseur des tôles. Il y a donc, au point de vue de la section des couvre-joints, économie de moitié dans ce cas.

Dans le premier cas, on fera facilement le calcul du nombre de rivets, en se conformant à l'exemple numérique que nous avons donné plus haut, et on trouvera un nombre N de rivets avec une longueur L de couvre-joints.

Dans le second cas, la rivure se déterminera en exprimant que la résistance des deux feuilles réunies dans une section passant par une ligne tranversale de rivets est égale à la résistance au double cisaillement des rivets placés d'un même côté du joint, plus la résistance à l'aplomb du joint de la tôle non interrompue. Faisant l'application à des données numériques, on trouvera $\frac{N}{2}$ rivets avec une longueur $\frac{L}{2}$ de couvre-joints. Comme il y a deux fois plus d'assemblages que dans le premier cas, on aura en définitive le même nombre de rivets et la même longueur de couvre-joints ; mais ceux-ci ont une section et par suite

un poids moitié moindre, ils présentent donc une disposition avantageuse.

Le troisième cas est encore plus avantageux, car il n'y a qu'un joint tous les six mètres ; le couvre-joint et la rivure sont les mêmes que dans le second cas, seulement la longueur du couvre-joint est moitié plus grande. Deux assemblages du troisième cas équivalent à trois assemblages du second cas ; avec les premiers on parcourt 12 mètres, avec les seconds 9 mètres seulement.

Couvre-joints d'une âme verticale. — Une âme verticale ne peut pas être toujours composée d'une feuille continue, elle présente à des distances variables des joints verticaux qu'il faut consolider de manière à ne pas avoir d'interruption dans la résistance.

Ces couvre-joints sont représentés en élévation et en coupe par la figure 14, de la planche XI.

Il va sans dire que leur section verticale totale doit être égale à celle de la tôle qu'ils embrassent.

Les rivets sont soumis à divers efforts : 1° la tension due à leur contraction longitudinale ; 2° le cisaillement vertical résultant de l'action de l'effort tranchant ; 3° le cisaillement horizontal déterminé par la compression des fibres dans la partie haute de la poutre et par leur extension dans la partie basse ; ce cisaillement va en décroissant depuis les extrémités de la poutre jusqu'à la fibre neutre, où il est nul.

Il entraînerait donc l'emploi de rivets inegalement espacés ; mais, on n'en tient pas compte et on se contente de calculer la rivure en vue de l'effort tranchant, que nous avons appris à calculer facilement en chaque joint d'une poutre ; c'est la résultante verticale de translation de toutes les forces extérieures agissant entre l'extrémité de la poutre et de la section considérée.

On prendra donc une ligne verticale de n rivets dont d est le diamètre et on considérera la résistance de la tôle dont h est la hauteur et e l'épaisseur ; cette résistance est représentée par la section pleine $e\,(h - nd)$; si l'on appelle x le nombre de rivets situés d'un côté du joint, ils ont chacun deux sections de cisaillement, et leur résistance à une traction verticale exercée suivant l'âme est mesurée par le produit $2sx$. D'où résulte l'équation

$$e(h - nd) = 2sx,$$

analogue à celle que nous avons établie plus haut ; elle donne le nombre de rivets, et par suite la largeur du demi-couvre-joint, puisque le diamètre et l'espacement des rivets se déterminent par l'épaisseur totale des tôles à réunir.

Assemblage d'une semelle et de cornières. — La figure 12, de la planche XI, représente la tête d'une poutre composée ; la semelle est interrompue suivant une section transversale, mais les cornières ne le sont pas et il s'agit de calculer le couvre-joint et la rivure.

Comme il n'est pas possible de disposer un couvre-joint inférieur, puisque la cornière en tient la place, on ne se servira que d'un couvre-joint supérieur, dont l'épaisseur sera la même que celle de la tôle. Les rivets traverseront à la fois la branche horizontale d'une cornière, la feuille de tôle et son couvre-joint ; mais, il arrivera généralement que la branche horizontale de la cornière ne s'approche pas assez des bords de la feuille ; dans ce cas, pour obtenir le nombre voulu de rivets, il faudrait un long couvre-joint et le joint pourrait n'être pas parfaitement solide. On dispose donc, latéralement aux branches horizontales des cornières, des bouts de tôle de petite largeur mais de même longueur que le couvre-joint et c'est sur eux que s'applique la tête de la file extrême de rivets.

Quant au nombre des rivets à placer de chaque côté du joint, comme chacun présente deux sections de cisaillement, il se calcule exactement comme nous l'avons fait pour une feuille de tôle à double couvre-joint.

Couvre-joint de cornières. — Les cornières elles-mêmes se trouvent de temps en temps interrompues et il est nécessaire de recourir à des couvre-joints pour en rétablir la continuité.

La figure 13, de la planche XI, indique un de ces couvre-joints ; c'est un fer courbe profilé de manière à s'appliquer exactement dans l'angle intérieur de la cornière.

Son épaisseur doit être un peu plus forte que celle de la cornière, car son développement est moindre, et sa section doit être la même.

En général, on ne pourra disposer que deux lignes de rivets, une sur chaque branche.

Pour en calculer le nombre, on remarquera que chacun n'a qu'une section de cisaillement qui se trouve à la surface de séparation de la cornière et de son couvre-joint ; on imagine que l'on développe sur un plan la cornière et son couvre-joint ; si l est la longueur totale des branches de la cornière et e son épaisseur, comme il n'y a que deux rivets par ligne transversale, la section de moindre résistance de la cornière est égale à

$$e(l-2d);$$

les rivets, au nombre de x, ont une résistance au cisaillement sx, d'où résulte l'équation

$$e(l-2d)=s.x.$$

Le diamètre et l'espacement des rivets sont déterminés comme toujours par l'épaisseur des tôles à réunir, et la longueur du demi-couvre-joint résulte de la connaissance de x.

Remarque générale sur la rivure. — Avec ce qui précède, on a tous les éléments nécessaires au calcul des assemblages de diverses sortes qu'on peut rencontrer dans les poutres composées.

En principe, il faut découper les joints des diverses pièces qui composent la poutre ; ainsi on évitera de placer un joint de l'âme à côté d'un joint de cornière, ou d'un joint d'une feuille de la semelle.

Les calculs précédents ne donnent que la rivure des couvre-joints ; mais on n'a pas de méthode pour calculer la rivure des parties normales de la poutre, dans lesquelles il n'y a aucun élément d'interrompu.

La présence des rivets est cependant nécessaire, même alors, afin que l'adhérence des parties entre elles soit assez considérable pour qu'on puisse considérer la section de la poutre comme faite d'un seul morceau.

Dans les parties soumises à l'extension, comme la partie inférieure d'une poutre horizontale, on peut se demander si la rivure est nécessaire, car la tension a pour effet de maintenir les pièces en contact ; cependant, il peut arriver que certaines pièces se voilent ou se faussent et que les surfaces en contact se séparent ; cela n'aurait pas grand inconvénient au point de vue de la résistance, mais serait fâcheux au point de vue de la conservation du métal, car la rouille se mettrait bien vite sur les surfaces non adhérentes.

Ainsi, il faut river même les parties soumises à l'extension qui n'ont pas besoin d'être rattachées soit à l'âme soit aux cornières ; mais nous pensons que dans

certains cas on a prodigué les rivets dans ces parties et qu'il convient de se tenir dans une juste mesure.

Pour les parties soumises à la compression, il n'en est pas de même; les feuilles de tôle non rivées se conduiraient comme les feuilles d'un livre sur la tranche duquel on appuie; il est de toute nécessité de les rendre solidaires et de maintenir par un nombre suffisant de rivets leur adhérence réciproque.

Comme nous l'avons dit plus haut, il n'y a point de règle théorique à suivre pour déterminer la rivure dans ce cas; c'est à la pratique et à l'expérience qu'il faut recourir, en imitant les dispositions qui jusqu'à présent ont bien réussi. On trouvera à cet égard tous les renseignements désirables dans les nombreux exemples qui vont suivre.

PETITES POUTRES EN FONTE POUR CHEMINS DE FER ET ROUTES

La poutre droite en fonte a reçu d'assez nombreuses applications à l'origine de la construction des chemin de fer, et on l'a beaucoup employée pour les petites portées. On s'en est servi aussi dans quelques ponts-routes.

L'usage en est presque nul aujourd'hui, et la fonte est réservée pour la construction des arcs; c'est qu'en effet la qualité de la fonte est très-variable, qu'elle présente fréquemment des défauts et se trouve toujours dans des conditions médiocres lorsqu'elle travaille à l'extension : peu d'usines sont suffisamment bien outillées pour couler avec succès des pièces en fonte d'une dimension notable, tandis qu'on trouve partout la tôle et les fers spéciaux avec les ouvriers capables de les travailler.

Nous pensons donc qu'il ne faut pas recommander l'emploi des poutres droites en fonte, quand même on aurait soin de leur donner une section transversale non symétrique afin de tenir compte de la différence des résistances à la tension et à la compression; les vices inhérents à la fabrication de la fonte, sa facile rupture sous l'influence des chocs, devront toujours inspirer des craintes sérieuses.

Nous donnerons donc rapidement quelques types de poutres droites en fonte.

1° Poutres droites supportant des rails. — Dans sa notice sur les travaux de la ligne de Paris à Brest, M. l'ingénieur Armand Martin donne les types de poutres en fonte dont on s'est servi pour les petites ouvertures de 2 à 8 mètres.

Les figures 4 à 7, de la planche XIII, les représentent.

La figure (1) est l'élévation d'un pont de 4 mètres d'ouverture, la figure (2) est une coupe suivant l'axe du chemin de fer et la figure (3) une coupe en travers sur l'axe du pont; les quatre figures suivantes donnent les sections cotées des poutres de rive et des poutres principales pour des portées de deux, quatre, cinq et huit mètres.

La portée de huit mètres était considérée comme un maximum qu'il n'était même pas prudent d'atteindre.

On voit que chaque rail était directement supporté par une poutre principale à section de double T : cela faisait donc quatre poutres principales, plus deux poutres de rive dont la section inférieure est un T et la section supérieure un F.

Sur les poutres de rive sont boulonnées, de mètre en mètre, des consoles en fonte présentant à leur extrémité une douille dans laquelle s'engage un montant

du garde-corps en fer; ce montant traverse la douille, il est fileté à sa partie basse et solidement boulonné.

A l'aplomb du parement des culées, les poutres sont renforcées par une nervure transversale venue de fonte; les abouts, qui n'ont que 0^m,40 de longueur, reposent sur une assise de pierre de taille, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une plaque de friction en fonte, soit encore par l'intermédiaire de cales en chêne; on a soin de placer les cales un peu en arrière de l'arête de l'assise en pierres de taille, afin de ne pas concentrer la pression sur cette arête qui risquerait de s'épauffrer.

Il s'agissait de relier solidement les poutres dans le sens transversal afin de s'opposer au déversement, ou, suivant l'expression technique, de les contreventer. Ce résultat est obtenu par des tirants ou longs boulons en fer de trois centimètres de diamètre; ils passent dans l'axe de manchons ou tuyaux creux en fonte, qui par des collets verticaux sont boulonnés à chaque bout sur l'âme de deux poutres voisines.

La semelle supérieure des poutres supporte directement les traverses et un plancher de madriers que recouvre le ballast.

La semelle supérieure de la poutre de 2 mètres a une largeur de 155 millimètres et une épaisseur de 30 millimètres, et la semelle inférieure une largeur de 175 sur une épaisseur de 40; la surface inférieure, soumise à l'extension, a donc un grand tiers de plus que la surface supérieure soumise à la compression; c'est pour tenir compte de la différence des résistances de la fonte à l'extension et à la compression; on sait en effet que les circulaires ministérielles limitent à 1 kilogramme par millimètre carré le travail de la fonte à l'extension et à 5 kilogrammes son travail à la compression.

Pour poutres de	4^m,	la semelle supérieure a	160 sur 30	et la semelle inférieure	180 sur 40
—	5^m	—	180 sur 30	—	200 sur 40
—	8^m	—	220 sur 30	—	270 sur 40

Les culées de ces ponts en fonte sont en maçonnerie; on fait en pierre de taille seulement les angles et l'assise de support, le reste du parement peut être en simple moellon ordinaire équarri avec un bon rejointoiement.

Ces poutres en fonte ont rendu de grands services toutes les fois qu'on ne disposait pas d'une hauteur suffisante pour établir des voûtes en maçonnerie. On peut encore économiser sur la hauteur en composant chaque poutre avec deux poutres jumelles, formant comme un U, à l'intérieur duquel on loge une traverse ou plutôt une longrine portant le rail; nous retrouverons ce système dans les poutres en tôle; il est médiocre pour de la fonte, car la charge verticale tend à briser la section suivant laquelle la branche intérieure de la semelle de la poutre se soude à l'âme verticale, et il faut avoir soin de renforcer cette partie. Le contreventement devient en outre plus difficile.

Les types des poutres que nous venons de décrire ont été adoptés aussi sur la ligne de Paris à Lyon.

Quelquefois les âmes des poutres sont évidées par des rectangles allongées; M. l'ingénieur Decomble condamne ces évidements qui nuisent beaucoup à l'homogénéité du métal, et qui ont le grave inconvénient de créer des points de rebroussement dans la fibre neutre de la poutre.

Il est beaucoup plus simple, si l'on veut économiser la matière, d'adopter un profil d'égal résistance, par exemple une sèmelle inférieure horizontale avec une

semelle supérieure en forme d'arc parabolique; l'âme reste pleine, mais sa hauteur va en décroissant depuis le milieu de la poutre jusqu'aux culées.

Cette forme d'arc entraîne une grande sujétion dans la fabrication des poutres en fer, et fournit un déchet de tôle considérable, de sorte qu'elle n'est pas économique; mais elle ne présente pas le même inconvénient avec la fonte, puisqu'alors la difficulté ne porte que sur l'exécution du modèle.

Calcul des petites poutres en fonte. Les règlements prescrivent d'éprouver les ponts métalliques pour voies de fer au moyen d'une surcharge de 5,000 kilogrammes par mètre courant de voie; de même, autrefois on éprouvait les ponts métalliques pour voies de terre au moyen d'une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de tablier. Pour les petites portées, il convient, comme nous savons, de calculer les poutres sous rails en vue du passage des locomotives les plus lourdes et les poutres sous routes en vue des chariots les plus lourds, c'est-à-dire en vue des chariots à deux roues pesant neuf tonnes et des chariots à quatre roues pesant 16 tonnes.

Pour les poutres rails, on supposera qu'une locomotive est à cheval sur l'axe de la portée; en avant, à $1^m,60$ du milieu de la poutre, est un essieu qui pèse au maximum 10 tonnes, soit 5 tonnes pour chaque poutre; puis on trouve, au milieu de la poutre, l'essieu central qui pèse au maximum 14 tonnes, soit 7 tonnes pour chaque poudre, à $1^m,40$ en arrière, vient le troisième essieu pesant 10 tonnes, soit 5 tonnes par poutre; des trois charges précédentes, on conclut la charge centrale équivalente, et, connaissant la hauteur de la poutre ainsi que le profil qu'on veut lui donner, on calcule son épaisseur par les formules connues.

La section de la poutre étant celle du double T, on peut adopter des branches égales ou des branches inégales.

1° **Calcul d'un double T à branches égales.** Proposons-nous de calculer une poutre à double T à branches égales, capable de résister à une charge de 10,000 kilogrammes appliquée en son milieu.

La hauteur de la poutre est de $0^m,50$, elle est déterminée par la disposition des lieux : on adopte, en outre, par exemple, une épaisseur de fonte de $0^m,03$; c'est une bonne dimension pour le moulage. On veut déterminer la largeur (b) des semelles, la portée de la poutre étant, par exemple, de quatre mètres (fig. 15, pl. XI).

La réaction de la culée est la moitié de la charge centrale, soit 5,000 kilogrammes, et il en résulte dans la section médiane un moment fléchissant X égal à 10,000.

Nous avons à appliquer la formule connue :

$$R = \frac{Xh}{2I}, \quad (1)$$

dans laquelle R est la charge maxima par unité de surface qu'il est permis d'imposer à la fonte; cette charge maxima se produit aux points les plus éloignés de la fibre neutre; or la fibre neutre passe toujours, comme on sait, par le centre de gravité de la section transversale; il faut donc chercher les points les plus éloignés de xy, ce sont les faces supérieure et inférieure de la poutre, qui correspondent à

$$\frac{h}{2} = 0,25;$$

I est le moment d'inertie de la section par rapport à xy; ce moment d'inertie

est la somme des moments d'inertie des semelles et de l'âme : le moment d'inertie d'une semelle est approximativement

$$b \times 0,03 \times \overline{0,235}^2$$

et le mouvement d'inertie de l'âme est

$$\frac{1}{12}\left(0,03 \times \overline{0,44}^3\right);$$

faisant les réductions et les calculs, on trouve pour le moment d'inertie total

$$I = 0,003.331b + 0,000213$$

Quant à R, c'est, avons-nous dit, la charge maxima par mètre carré qu'il soit permis d'imposer la fonte; mais, cette charge maxima est différente suivant qu'on considère de la fonte tirée ou de la fonte comprimée. Pour le fer, il n'y a point d'indécision parce qu'on admet que la charge maxima est de 6 kilogrammes, qu'il s'agisse d'une tension ou d'une compression. Avec la fonte, il n'en est point de même ; la compression maxima, fixée par les circulaires ministérielles, est de 5 kilogr. par millimètre carré, soit 5.10^6 par mètre carré, et la tension maxima est limitée à 1 kilogr. par millimètre carré, ou à 10^6 par mètre carré.

Il est évident qu'il faut dans le calcul adopter la plus petite de ces limites, car, si on calculait la largeur b en vue seulement de la compression, la semelle inférieure serait bientôt rompue.

Nous adopterons donc pour R la valeur 10^6, et l'équation (1) se transformera en :

$$10^6 = \frac{10000.0,25}{0,0033331.b + 0,000213}, \quad \text{qui donne } b = 0^m,69.$$

Si on trouvait cette largeur trop considérable, on augmenterait l'épaisseur de la fonte et on la porterait, par exemple, à $0^m,04$.

Quoi qu'il en soit, la section du double T à épaisseur constante et à branches égales sera : $0^m,0546$, et son volume environ 55 litres par mètre courant, d'où résulte un poids approximatif de 385 kilogrammes.

2° **Calcul du double T à branches inégales.** Mais la manière précédente de calculer et de composer une poutre en fonte est absurde au point de vue économique.

En effet, la fonte travaillera au plus à 1 kilogramme, aussi bien à la compression qu'à l'extension. Or imaginez que l'on prenne une partie du métal qui compose la semelle supérieure pour l'ajouter à la semelle inférieure, on construira sans dépenser un gramme de matière de plus, une poutre plus résistante, c'est-à-dire capable de supporter une charge centrale plus forte, car on aura augmenté la section soumise à l'extension et on aura diminué la section comprimée, mais cela est sans inconvénient pour celle-ci puisqu'elle travaillait bien au-dessous de la limite admise.

Ce raisonnement montre que l'on pouvait résister à la charge donnée avec beaucoup moins de matière pourvu qu'on adoptât une semelle inférieure beaucoup plus large que la semelle supérieure, l'épaisseur restant toujours constante.

En adoptant des poutres en fonte à section symétrique, on viole donc, ainsi que M. Decomble l'a fait remarquer, le principe général de la mise en œuvre des matériaux.

Pour trouver le moment d'inertie I de la section, nous multiplierons la surface des semelles $(b\,e)$ et $(b_1 e)$ par le carré de la distance à xy de leur centre de gravité ; cette distance est pour b :

$$\left(\frac{h}{6}-\frac{e}{2}\right) \quad \text{et pour } b_1, \left(\frac{5h}{6}-\frac{e}{2}\right),$$

quant aux deux rectangles qui forment l'âme et qui sont situés de chaque côté de xy, il faut prendre leur moment d'inertie par rapport à leur base, et ce moment est le tiers de leur base e multiplié par le cube de leur hauteur. Donc

$$(2) \qquad \frac{I}{e}=b\left(\frac{h}{6}-\frac{e}{2}\right)^2+b_1\left(\frac{5h}{6}-\frac{e}{2}\right)^2+\frac{1}{3}\left(\frac{1}{6}h-e\right)^3+\frac{1}{3}\left(\frac{5h}{6}-e\right)^3$$

On a en outre l'équation

$$R=\frac{X}{I}\cdot\frac{h}{6},$$

dans laquelle R doit atteindre la limite des tensions, soit 10^6 à raison d'un kilogramme par millimètre carré ; X dépend des forces extérieures, dans l'exemple actuel il est égal à 10,000, ce qui donne

$$(3) \qquad I=\frac{h}{600}$$

Comme on se donne la hauteur de la poutre et son épaisseur (e), il ne reste d'inconnu que I, b et b_1 que l'on détermine facilement par les trois équations que nous venons d'écrire.

Supposez qu'en conservant toujours pour hauteur de la poutre $0^m,50$, nous prenions maintenant pour (e) la valeur 0,01, les formules précédentes nous conduisent aux deux équations du premier degré :

$$\left.\begin{aligned} 0,07b+2b_1&=0,75 \\ 0,47b-2,47b_2&=0,48 \end{aligned}\right\} \text{ dont les solutions sont } b=2^m,46 \text{ et } b_1=0,28.$$

Ces dimensions ne sont évidemment pas admissibles dans la pratique. Mais il est facile de les transformer, si on veut adopter pour les semelles une épaisseur différente de l'épaisseur de l'âme. Conservant pour l'âme une épaisseur de $0^m,01$, nous donnerons à la semelle supérieure une épaisseur de $0^m,02$ et à la semelle inférieure une épaisseur de $0^m,04$.
d'où résulteront les valeurs suivantes :

$$b=0^m,62 \quad \text{et} \quad b_1=0^m,14$$

Avec ces dimensions, la section transversale de la poutre sera $0^{mq},032$; il n'entrera que 32 litres ou environ 254 kilogrammes de fonte par mètre courant.

Avec la section à branches égales il en fallait 385 kilogrammes. L'économie est donc considérable. Mais on peut se demander si la section que nous venons d'obtenir est réalisable à cause de la variation dans l'épaisseur de la fonte.

On pourra, à la rigueur, obtenir cette variation en ayant soin de passer insensiblement d'une épaisseur à l'autre ; on raccordera donc les semelles avec l'âme au moyen de parties droites ou curvilignes dont l'épaisseur diminuera progressivement.

Si l'on craignait que ce ne fût là une mauvaise opération, rien n'empêcherait que l'on fondît à part les deux semelles et l'âme ; aux parties intérieures des semelles, on ménagerait une rainure longitudinale formée par deux joues saillantes qui embrasseraient l'âme. L'âme et ses deux semelles seraient réunies par des boulons et on aurait soin de remplir les vides, qui pourraient se trouver dans les assemblages, avec un mastic à la limaille de fer. Les boulons seraient calculés uniquement en vue de la résistance à l'effort tranchant.

Nous savons bien que cette manière de faire n'est pas usitée, et cependant elle nous paraît présenter quelques avantages : 1° elle n'exige la coulée que de pièces de petite dimension, et facilite beaucoup cette opération de la coulée pour laquelle peu d'usines sont bien outillées ; 2° elle permet d'économiser le métal et d'adopter toujours une section avantageuse en calculant chaque semelle en vue des efforts qu'elle a à subir ; 3° enfin elle donne un métal bien plus homogène.

Nous pensons que les poutres composées ainsi construites pourraient rendre d'utiles services notamment dans la construction des petits ponts livrant passage à des routes et à des chemins.

3me *méthode*. — Enfin, on peut recourir pour le calcul d'une poutre en fonte à la méthode expéditive, qui consiste à ne pas tenir compte de l'âme et à supposer la poutre réduite à ses deux semelles b et b_1 situées l'une à une distance $\frac{5h}{6}$ au-dessus de l'axe neutre xy, et l'autre à une distance $\frac{h}{6}$ au-dessous du même axe neutre (fig. 18).

Appelons e et e_1 les épaisseurs des semelles b et b_1. Le centre de gravité de l'ensemble est sur xy, donc

$$be = 5b_1e_1, \tag{1}$$

Le moment d'inertie, en supposant la matière concentrée en b et b_1 est donné par

$$I = be\left(\frac{h}{6}\right)^2 + b_1e_1\left(\frac{5h}{6}\right)^2 \tag{2}$$

D'autre part on a toujours l'équation

$$10^6 = \frac{X}{I}\frac{h}{6},$$

et, comme X est égal à 10,000 dans l'exemple que nous avons choisi, le moment d'inertie est égal à $\frac{h}{600}$; substituant cette valeur dans l'équation (2) et faisant $h = 0,5$, il vient :

$$0,12 = be + 25b_1e_1. \tag{3}$$

En nous donnant deux des quantités bb_1, ee_1, les équations (1) et (3) nous fourniraient les deux autres.

Par exemple, si l'on veut placer sur la poutre des madriers transversaux il faut qu'elle ait à la partie supérieure au moins 0m,08 de large, ce qui fait $b_1 = 0,08$; limitons en outre l'épaisseur (e) de la semelle inférieure à 0m,04 ; il résultera de ces hypothèses

$$e_1 = 0^m.05 \quad \text{et} \quad b = 0^m,50.$$

On ajoutera par exemple une âme de $0^m,01$ d'épaisseur ; mais on se heurtera à la même difficulté que plus haut : on aura une section d'épaisseur variable, et le mieux sera de couler la poutre en trois morceaux que l'on boulonnera l'un á l'autre.

Calcul d'un simple T. — L'exemple que nous avons choisi a été pris absolument au hasard, et les calculs précédents nous ont montré que la solution d'une poutre en forme de double T conduisait à des épaisseurs variables pour la fonte. La variation notable des épaisseurs d'une pièce en fonte n'étant guère admise, et l'habitude n'étant pas de fondre à part les deux semelles et l'âme pour les boulonner ensemble, nous devrons chercher à réaliser de meilleures conditions au moyen d'un simple T.

Soit donc un simple T représenté par la figure 19, planche XI ; son épaisseur uniforme est e, sa hauteur h et sa base b. La pression ou tension d'un point situé à une distance u de l'axe neutre xy est toujours donnée par $\frac{Xu}{I}$, et, comme X et I sont constants dans la section, comme en outre on veut que la compression au sommet soit égale à 5 fois la tension à la base, il faut que l'axe neutre xy partage la hauteur h dans le rapport 1 à 5.

Or xy contient le centre de gravité de la section, donc le moment des parties situées au-dessous est égal au moment des parties situées au-dessus ; ce qui conduit à l'équation

$$be\left(\frac{h}{6}-\frac{1}{2}e\right)+\frac{e}{2}\left(\frac{h}{6}-e\right)^2=\frac{e}{2}\left(\frac{5h}{6}\right)^2.$$

qui peut s'écrire :

$$\frac{h}{3}(b-e)-be+e^2=\frac{2}{3}h^2. \qquad (1)$$

Cherchons le moment d'inertie de la section ; il se compose de :

1° Le moment d'inertie de la semelle, qui est, à peu près, $be\left(\frac{h}{6}\right)^2$;

2° Le moment d'inertie du rectangle vertical inférieur à xy, moment que nous négligeons, d'abord parce qu'il est relativement petit, et ensuite parce que nous avons forcé le précédent ;

3° Le moment d'inertie du rectangle vertical supérieur à xy, moment qui est égal au tiers de la base multiplié par le cube de la hauteur, soit à : $\frac{1}{3}e\left(\frac{5}{6}h\right)^3$.

Si nous nous rappelons que la compression maxima R sur la semelle est égale à 10^6, et qu'on a : $R=\frac{X}{I}\cdot\frac{h}{6}$, formule dans laquelle X doit être pris égal à 10000 comme dans les calculs précédents, nous trouverons

$$I=\frac{h}{600}=be\left(\frac{h}{6}\right)^2+\frac{1}{3}e\left(\frac{5}{6}h\right)^3 \qquad (2)$$

Les équations (1) et (2) renferment les trois inconnues b, h, e ; proposons-nous de déterminer deux d'entre elles en nous donnant la 3me.

1° Soit $e=0,04$. Les équations (1) et (2) deviennent par la substitution de cette valeur, en négligeant dans l'équation (1) le terme e^2 qui est petit relativement aux autres :

$$2h^2+h.0,04=b(h-0,12) \qquad (3)$$

$$6bh+125h^2=9. \qquad (4)$$

De la seconde on tire :

(5) $$b = \frac{9 - 125h^2}{6h}.$$

substituant cette quantité dans l'équation (3) et opérant les réductions, on arrive à

(6) $$137h^3 - 15h^2 - 8{,}76h + 1{,}08 = 0,$$

équation du troisième degré qui possède deux racines imaginaires et une racine réelle, que nous allons trouver rapidement au moyen de quelques essais, basés sur le principe suivant :

Quand deux nombres substitués à l'inconnue dans une équation donnent des résultats numériques de signe contraire, ces deux nombres comprennent entre eux une racine de l'équation.

D'une manière générale, c'est un nombre impair de racines qui est compris entre les deux nombres.

En substituant à h le nombre 0,20, le premier nombre de l'équation (6) se réduit à — 0,18; en substituant le nombre 0,25, il se réduit à + 0,09. La racine est donc comprise entre 0,20 et 0,25 et on trouve en effet qu'elle est égale à environ 0,24.

L'équation (5) donne comme valeur correspondante de (b) le nombre 1,34.

Ainsi, le simple T aura $0^m{,}24$ de hauteur totale, $1^m{,}34$ de largeur de base et $0^m{,}04$ d'épaisseur uniforme.

Sa section sera $0^{mq}{,}062$; il faudra donc 62 litres de matière par mètre courant, soit 424 kilogrammes de fonte environ.

2° Cette forme est évidemment beaucoup trop ramassée ; elle emploie beaucoup de matière et doit être abandonnée.

Faisons donc un nouvel essai en prenant pour l'épaisseur e $0^m{,}01$.

Les équations (1) et (2) nous donnent alors, en négligeant toujours e^2 dans l'équation (1) :

(7) $$18bh + 125h^2 = 108,$$
(8) $$b(h - 0{,}03) = 2h^2 + 0{,}01h,$$

substituant dans (8) la valeur

(9) $$b = \frac{108 - 125h^2}{18h},$$

tirée de (7), il vient :

(10) $$161h^3 - 3{,}57h^2 - 108h + 3{,}24 = 0,$$

équation du 3e degré facile à résoudre.

Faisant $h = 1$, puis $h = \frac{1}{2}$ on trouve que le premier membre se réduit à + 52 et à — 34 ; donc la racine est entre 1 et 0,5.

Faisant $h = 0{,}9$, puis $h = 0{,}8$, on trouve que le premier membre se réduit à + 20 et à — 3 ; donc la racine est entre 0,90 et 0,80.

En effet, on trouve : $h = 0^m{,}82$, et l'équation (9) fournit pour la valeur correspondante de b le nombre $0^m{,}38$.

Ainsi, nous résisterons à la charge centrale de 10000 kilogrammes avec une portée de 4 mètres, si nous adoptons pour la section médiane de la poutre un

simple T de $0^m,01$ d'épaisseur uniforme, de $0^m,82$ de hauteur et de $0^m,38$ de largeur de semelle.

La section est égale à $0^{mq},012$; elle n'emploie que 12 litres ou environ 84 kilogrammes de fonte par mètre courant ; c'est la section la plus économique.

On trouvera sans doute la hauteur trop considérable ; mais il sera facile de la réduire, en donnant à la fonte $0^m,015$ ou $0^m,02$ de hauteur. On aura alors une section moins économique, mais plus pratique.

Variation du profil transversal des poutres en fonte. — Il va sans dire que le profil de la section médiane ne doit pas régner sur toute la longueur de la poutre ; c'est précisément le grand avantage de la fonte de pouvoir prendre une forme quelconque, ce qui permet de proportionner en chaque point la quantité de matière aux efforts qu'elle doit subir.

Ainsi, dans l'exemple précédent, ayant déterminé la section médiane en simple T avec une épaisseur uniforme de $0^m,01$, on déterminera de la même manière les sections placées au quart, à la moitié et aux trois quarts de la demi-portée. La seule modification à introduire dans les formules c'est la valeur de X, qui devient successivement 7500, 5000 et 2500. L'épaisseur e de la fonte reste toujours constante et égale à $0^m,01$.

On obtiendra donc sept sections de la poutre entière ; on supposera que l'axe neutre est horizontal, c'est-à-dire que la hauteur d'une section quelconque est divisée par l'axe horizontal en deux segments qui sont entre eux comme 1 est à 5.

En projection sur le plan vertical, on aura donc une forme en fuseau, et il en sera de même pour la projection horizontale car la largeur de la semelle va en décroissant à partir de la section médiane.

Nous engageons le lecteur à exécuter les calculs et opérations que nous venons d'énumérer et à construire complétement des poutres en fonte de diverses portées.

Ces poutres nous paraissent délaissées à tort et on en tirerait sans doute de bons résultats économiques, si on les employait pour les petits ponts des routes ou des chemins vicinaux ; avec un petit nombre de types, on franchirait toutes les ouvertures comprises entre 2 mètres et 8 mètres et même 10 ou 12 mètres.

La forme à simple T convient bien pour recevoir des voûtes en briques parallèles à l'axe de la voie ; on peut de même en disposer sur les profils à double T, mais alors il paraît plus commode de poser tout simplement sur l'aile supérieure des madriers jointifs supportant la chaussée.

Pont en fonte de 12 mètres d'ouverture. — Les figures 1 à 5, de la planche XII, représentent un pont en fonte de 12 mètres d'ouverture, établi à Bernay (Eure) sur la rivière de la Charentonne, par M. Decomble, ingénieur des ponts et chaussées.

Dans deux mémoires très-remarquables, insérés aux *Annales des ponts et chaussées de* 1857 *et de* 1867, M. Decomble a recherché quelles étaient, au point de vue théorique et au point de vue pratique, les meilleures formes à donner aux poutres droites en fonte. Nous venons de faire plus haut la même étude en ne recourant qu'à des formules élémentaires, d'une application facile pour tous.

Le pont qui nous occupe en ce moment met parfaitement en lumière les résultats avantageux qu'on peut tirer de l'emploi de la fonte sous une forme convenable.

Les poutres ont 12 mètres de portée et leur tangente horizontale à la partie inférieure n'est qu'à $0^m,30$ au-dessus des plus hautes eaux.

Elles sont espacées de 1^{m},33 d'axe en axe.

Leur profil transversal est un double T dont la branche supérieure est presque rudimentaire.

La hauteur totale de la section varie de 0^{m},60 (milieu) à 0^{m},15 (aplomb de la culée) ; la largeur de l'aile inférieure varie de 0^{m},484 à 0^{m},265 ; la largeur de l'aile supérieure est presque constante et varie de 0^{m},0835 à 0^{m},0815 ; quant à l'épaisseur uniforme dans chaque section, elle varie progressivement de 0^{m},035 à 0^{m},025.

Dans le système que nous avons indiqué, nous ne faisons pas varier l'épaisseur de la fonte.

La poutre ne repose que par une portée de 0^{m},25 sur une pierre dure ménagée dans chaque culée ; on taille cette pierre en chanfrein pour que la pression n'agisse pas trop près de l'arête.

Les culées de 2^{m},09 de hauteur n'ont que 0^{m},82 d'épaisseur à la base ; elles reposent sur un massif de béton coulé dans une enceinte de pieux et palplanches.

Tous les 1^{m},30 repose sur la tête de la poutre un madrier, entaillé à la rencontre de la poutre, sur les extrémités duquel se boulonnent une pièce de bois longitudinale formant la plinthe ; le boulon qui traverse cette pièce et le madrier inférieur est en même temps un montant du garde-corps ; celui-ci est formé de fers en croix, assemblés à mi-fer à leur point de rencontre, qui est consolidé par une rondelle en fonte.

Entre les grands madriers, on en voit d'autres un peu moins hauts, simplement posés sur la tête des poutres et supportant l'empierrement ainsi que les trottoirs en gravier.

On remarquera que les montants du garde-corps sont consolidés par des contre-fiches en fer, et que l'on s'est servi pour le trottoir de bordures en bois, boulonnées sur les madriers, et défendues contre le frottement des voitures par un fer feuillard appliqué sur le bois.

Les poutres ont été calculées en vue de résister : 1° à une charge fixe uniformément répartie de 750 kilogrammes par mètre courant ; 2° au passage d'une voiture pesant 9000 kilogrammes ; la position la plus défavorable pour une poutre se réalise lorsqu'une roue pesant 4500 kilogrammes est en son milieu. M. Decomble a admis dans le calcul que cette charge de 4500 kilogrammes pouvait tomber de 0^{m},05 de hauteur et produire un choc dont l'intensité serait équivalente à celle d'une charge dormante de 9900 kilogrammes.

Ayant obtenu par le calcul les sections théoriques, on leur fait subir les deux modifications suivantes que nous avons déjà indiquées :

La première consiste à donner de la dépouille, c'est-à-dire à diminuer légèrement sur les bords l'épaisseur des plates-bandes engagées dans les moules, et à l'augmenter au contraire dans la même proportion près de l'âme, afin de faciliter la sortie du modèle du milieu du moule ;

La seconde consiste à arrondir tous les angles saillants, c'est-à-dire à supprimer les arêtes sur lesquelles on trouve toujours de la fonte blanche peu résistante.

Ce pont, construit depuis vingt ans, a supporté et supporte encore un roulage considérable ; il n'a aucunement souffert depuis qu'il existe, aucune rupture ne s'est produite, et il semble devoir durer éternellement.

Il a coûté le même prix qu'un pont en bois de même ouverture ; les poutres de 12^{m},50 de longueur ne pèsent en moyenne que 2372 kilogrammes, tandis qu'avec une forme ordinaire, double T à branches égales, on arrive à un peu plus de 5000 kilogrammes pour la même portée.

On voit là tout l'avantage du système qui, peut-être, eût dû trouver des imitateurs. Mais nous devons dire que la méthode de calcul, indiquée plus haut, n'est guère en usage en France; cependant elle est recommandée par plusieurs auteurs allemands, notamment par M. Redtenbacher, professeur du cours de construction à l'École polytechnique de Carlsruhe.

PETITES POUTRES EN TOLE POUR ROUTES ET CHEMINS DE FER

1° **Ponts-routes.** — L'usage des poutres en tôle et fers spéciaux est très-répandu, et rend de grands services pour le passage des cours d'eau.

Lorsque les poutres sont calculées en vue de résister aux efforts prescrits par la circulaire ministérielle du 15 juin 1869, c'est-à-dire de supporter des chariots à deux roues pesant 11 tonnes, et des chariots à 4 roues pesant 16 tonnes; elles atteignent un poids élevé, et ne sont pas économiques.

Presque toujours un pont en maçonnerie coûterait, en lui-même, beaucoup moins cher et serait préférable.

Seulement la poutre en tôle ménage la hauteur, tout en conservant un débouché suffisant aux eaux de la rivière; elle économise les remblais aux abords et dispense de créer sur le profil en long un dos d'âne. Il peut donc arriver que la dépense totale pour la traversée d'une vallée soit moins chère avec un pont métallique qu'avec un pont en maçonnerie, bien que celui-ci coûte moins que le premier.

Le pont métallique est encore très-commode lorsqu'on reconstruit de vieux ponts à l'intérieur des villes, parce qu'il permet de ne pas exhausser les abords et évite le payement d'indemnités aux propriétaires voisins.

Ainsi, le pont métallique de petite ouverture est susceptible de rendre de grands services dans la construction des routes et chemins ; mais il faut en user avec prudence au point de vue économique, et examiner dans chaque cas si le prix d'établissement n'est pas supérieur à celui d'un pont en maçonnerie.

Pour les routes nationales, on doit dans le calcul des poutres se guider strictement sur la circulaire du 15 juin 1869, qui prescrit deux épreuves : l'une par poids mort de 400 kilogrammes sur chaque mètre carré de tablier, l'autre par poids roulant avec des files de chariot à deux roues pesant 11 tonnes, ou à quatre roues pesant 16 tonnes, en ayant soin de choisir les combinaisons qui donnent en chaque point l'effort maximum.

Pour les routes départementales et pour les chemins vicinaux, l'application de la circulaire précitée peut conduire à des dépenses considérables, faites en vue d'une éventualité douteuse. En effet, les charges les plus fortes des voitures dans les campagnes sont de 5,000 à 6,000 kilogrammes, et même moins dans les pays de montagnes, car ces charges sont intimement liées au relief du sol. On pourra donc pour les chemins ordinaires calculer les poutres en vue d'une voiture de 6,000 kilogrammes, mais alors il faudra avoir soin d'interdire le passage à tous les chargements exceptionnels.

Il faut bien remarquer encore que la surcharge fixe par mètre carré du tablier ne donne que de médiocres garanties, au point de vue de la sécurité pour les ponts de petite ouverture. Une charge uniforme, fût-elle de 400 kilogrammes par mètre carré, produira souvent des efforts moins considérables que ceux qui résultent du passage d'un véhicule lourdement chargé.

Pont de 7m,40 d'ouverture. — Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1853, M. l'ingénieur Brame a décrit divers ouvrages exécutés pour le chemin de fer de ceinture autour de Paris. Les figures 8 à 12 de la planche XIII, représentent le pont en tôle construit sur la voie ferrée pour le passage de la route nationale n° 1.

Cette route a une largeur de 66 mètres qu'il fallait conserver; les 66 mètres sont divisés en trois sections à peu près égales, les deux extrêmes réservées aux piétons, et la section centrale aux voitures.

Sous les parties réservées aux piétons, on s'est contenté de poser des fers à double T de $0^m,22$ de hauteur; ces fers sont réunis par quatre cours d'entretoises transversales, et supportent un plancher en tôle ondulée que recouvre de l'asphalte posé sur béton.

La chaussée est supportée par des poutres composées en double T, espacées de $2^m,07$ d'axe en axe, comme on le voit sur la coupe transversale, réunies par quatre cours d'entretoises transversales et supportant de petites voûtes en briques très-surbaissées.

Les poutres de rive ont $0^m,45$ de hauteur, $0^m,30$ de largeur de semelle, sur $0^m,02$ d'épaisseur, avec une âme de $0^m,01$, et des cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Pour les poutres intermédiaires, la semelle compte une feuille de plus ; elle a donc $0^m,03$ d'épaisseur totale au lieu de deux.

Les abouts de toutes ces poutres ont en dedans du parement des culées $0^m,50$ de longueur, et reposent sur une plaque de friction en fonte de $0^m,40$ de longueur.

Les entretoises intermédiaires ont $0^m,47$ de hauteur, une semelle de $0^m,16$ sur $0^m,01$, une âme de $0^m,01$, et deux cours de cornières de $\frac{70,70}{10}$.

Pour les entretoises de rive la hauteur n'est que de $0^m,45$, et la largeur de semelle $0^m,15$; les quatre cours d'entretoises sont également espacés.

Sur la semelle inférieure des poutres, on a disposé de chaque côté de l'âme, un coussinet en bon mortier de ciment, destiné à recevoir la retombée des petites voûtes construites en briques et mortier de ciment.

Ces voûtes en briques ont $0^m,22$ d'épaisseur, $2^m,06$ d'ouverture, et $0^m,20$ de flèche. Leurs tympans sont recouverts par du béton maigre, dans lequel les poutres sont enchâssées, et le béton maigre supporte une chape en asphalte de $0^m,015$ d'épaisseur. Sur la chape on pose le sable et le pavage.

Chaque poutre supporte une charge permanente d'environ 21 tonnes, et le travail permanent maximum est de 3 kilogrammes par millimètre carré; si l'on ajoute une surcharge de 400 kilogrammes au millimètre carré, on arrive à un effort maximum de $4^k,1$.

Le tablier, dit M. Brame, a parfaitement supporté les épreuves et la flexion constatée au milieu des poutres, sous le passage des plus lourdes voitures, n'a pas dépassé 1 millimètre. Les vibrations des arcs en briques sont très faibles ; elles n'ont, depuis le moment où le pont a été livré à la circulation très-active de la route, occasionné aucune détérioration des mortiers.

Aujourd'hui on ne se contenterait pas de calculer l'effort dû à une surcharge uniforme de 400 kilogrammes par mètre carré, il faudrait considérer le passage à l'aplomb de l'axe d'une poutre des deux roues de deux chariots juxtaposés; si ce sont les chariots à deux roues qui donnent pour cette ouverture l'effort maximum, il faudra placer à l'aplomb de l'axe de chaque poutre une charge de

11,000 kilogrammes. La surcharge de 400 kilogrammes au mètre carré donne pour les $7^{k},40$ de longueur de la poutre, et pour la largeur de tablier $2^{m},07$ qui lui revient à un poids de 6,124 kilogrammes, qui équivaut à un poids moitié moindre, soit à 3,062 kilogrammes, placé au milieu de la poutre.

La charge permanente de 21 tonnes, uniformément répartie équivaut à une charge fixe de 10 tonnes et demie, placée au milieu de la poutre, et donne un effort de 3 kilogrammes, la voiture pesant 11 tonnes donnera donc un peu plus de 3 kilogrammes, et le fer sera exposé à travailler à un peu plus de 6 kilogrammes par millimètre carré. L'excès n'est pas considérable, et l'on peut parfaitement l'admettre.

Pont de $7^{m},87$ d'ouverture. — Nous empruntons encore au mémoire de M. Brame les figures 1 à 4 de la pl. XVIII, qui représentent un pont construit sur le chemin de fer de ceinture pour le passage d'un chemin vicinal à Aubervilliers.

Ce pont est biais, et la portée des poutres suivant le biais de 71° est de $7^{m},87$.

Le tablier comprend deux poutres de tête espacées de 6 mètres d'axe en axe, et réunies par huit entretoises, parallèles au parement des culées et espacées de $1^{m},20$ d'axe en axe.

Les poutres de tête ont $0^{m},60$ de hauteur, des semelles de $0^{m},20$ sur $0^{m},01$, une âme de $0^{m},01$ et quatre cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Les entretoises n'ont que $0^{m},35$ de hauteur, une âme de $0^{m},01$, des semelles de $0^{m},17$ sur $0^{m},01$ et des cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Ce sont elles qui portent le plancher formé de madriers de champ supportant d'autres madriers à plat recouverts d'un platelage.

Le garde-corps est boulonné sur la poutre de rive, et le trottoir est en planches. La chaussée de $3^{m},50$ de large est flanquée de deux trottoirs de $1^{m},25$.

Le poids total du tablier est de 9,000 kilogrammes, soit 4,500 kilogrammes par poutre, et cela entraîne un effort maximum de $1^{kg},4$ par millimètre carré.

La charge d'épreuve uniforme de 400 kilogrammes par millimètre carré donne une augmentation de $2^{kg},76$, soit en tout $4^{kg},16$.

Les observations relatives au calcul des poutres et entretoises ci-dessus sont les mêmes que pour le pont précédent. Actuellement, afin de se conformer à la circulaire du 15 juin 1869, il faudrait étudier l'effet des chariots roulants, et on serait conduit pour les tôles à des dimensions beaucoup plus fortes.

Pont en tôle de $9^{m},40$. — Les figures 6 et 7 de la planche XII, représentent la coupe transversale et l'élévation d'un pont en bois et tôle construit sur l'écluse du barrage de la Grande-Bosse (Seine-et-Marne).

La portée des poutres est de $9^{m},40$, et les abouts reposent sur les culées par une longueur de $0^{m},50$; la longueur totale de chaque poutre est de $10^{m},40$.

La coupe en travers comprend une chaussée de $1^{m},88$ entre deux trottoirs de $0^{m},465$, soit en tout $2^{m},81$ entre les garde-corps.

Le tablier est formé de deux poutres de tête entretoisées par des poutrelles en bois de $\frac{21}{15}$.

La hauteur des poutres de rive est de $0^{m},50$; elles sont formées par une âme pleine de $0^{m},015$, par deux semelles de $0^{m},20$ sur $0^{m},015$, et par quatre cornières de $\frac{80,80}{12}$.

Les montants du garde-corps sont boulonnés sur la semelle supérieure des poutres.

Les entretoises sont reliées aux poutres, comme on le voit sur le dessin, par une armature en fer, boulonnée d'une part sur l'âme de la poutre, d'autre part sur une feuille de tôle verticale de $0^m,065$ de largeur, appliquée normalement à l'âme de la poutre et fixée sur celle-ci par une petite cornière qui est cachée par la feuille de tôle dans la coupe transversale, mais qui apparaît en pointillé sur l'élévation de la poutre.

Les entretoises, au nombre de neuf, y comprises celles qui reposent sur les culées, supportent des madriers longitudinaux, laissant entre eux des vides de $0^m,015$ pour l'écoulement des eaux, et sur les madriers on fixe un platelage formant chaussée. La bordure est une pièce de bois réunie par des tirefonds aux entretoises, et, pour empêcher le frottement des roues d'user rapidement cette bordure, sa face interne est revêtue d'un fer plat de $0^m,10$ de hauteur, fixé par des vis à bois à tête fraisée.

Le trottoir est composé de planches de $0^m,035$ d'épaisseur.

La tôle travaille au maximum à $4^k,32$ par millimètre carré, lorsque le tablier est soumis à une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par millimètre carré, ou lorsqu'un poids de 5,000 kilogrammes est placé au milieu du pont.

Le travail du bois est de 35 kilogrammes par centimètre carré, sous l'action de la surcharge uniforme de 200 kilogrammes, et de 75 kilogrammes lorsque l'on place au milieu du pont une voiture à deux roues de 5,000 kilogrammes.

Il a été employé à ce travail :

1401 kilogrammes de tôle par poutre de rive.
1512 kilogrammes de fer pour le reste de la construction.
4 mètres cubes de bois.

Pont en tôle de $10^m,50$ de portée. — Les figures 8 à 10 de la planche XII, représentent un pont en tôle de $10^m,50$ de portée, dont le type a été plusieurs fois employé par M. l'ingénieur Oudry, à qui l'on doit plusieurs applications heureuses du fer et de la tôle.

La portée des poutres est de $10^m,50$, et leur longueur totale de $11^m,50$, car elles reposent sur les culées par deux abouts de $0^m,50$.

Le tablier se compose de deux poutres de tête, espacées de 5 mètres, d'axe en axe, et reliées par des entretoises en double T, espacées de $1^m,423$.

Occupons-nous d'abord des poutres de rive ; dans leur composition on a fait entrer le garde-corps, afin que celui-ci concoure à la rigidité de l'ensemble, de sorte que l'on peut voir dans ces poutres deux parties distinctes :

1° La partie inférieure, de $0^m,82$ de hauteur, formée d'une âme pleine de $0^m,005$ d'épaisseur, embrassée en bas par deux cornières de $\frac{60,60}{9}$ et en haut par deux fers plats verticaux de $\frac{60}{8}$; les rivets que nécessitent ces diverses pièces ont $0^m,018$ de diamètre.

2° La partie supérieure, formant garde-corps de $0^m,90$ de hauteur, composée de doubles croix de Saint-André, dont les branches embrassent en bas les fers plats de la partie inférieure, et en haut deux cornières accolées de $\frac{60,60}{9}$; ces cornières sont rivées par leurs branches horizontales sur une semelle de $0^m,135$ de largeur et de $0^m,005$ d'épaisseur.

Les croix de Saint-André sont doubles, c'est-à-dire formées de deux croix parallèles espacées de $0^m,018$ entre leurs faces internes.

On sait (voir la théorie des poutres en treillis) que, à partir du milieu de la poutre, les tiges inclinées vers les culées sont soumises à la compression, et les autres à l'extension ; celles-ci sont donc faites d'un seul fer plat non interrompu de $\frac{60}{8}$; les autres, qui sont comprimées, sont formées de deux bouts égaux de fer plat qui viennent buter au milieu de la branche étirée, sur chacune de ses faces latérales ; l'assemblage par rivets se fait, comme le montre la coupe transversale, au moyen d'un fer de $0^m,018$ d'épaisseur occupant l'intervalle vide entre les deux croix parallèles.

Des fers à T de $\frac{60,125}{8}$ sont placés verticalement sur toute la hauteur de la poutre composée ci-dessus décrite ; ils s'opposent au flambage de cette poutre dont la hauteur totale est de $1^m,72$, et constituent en même temps les montants verticaux du garde-corps.

Ces montants correspondent aux entretoises.

Celles-ci ont $0^m,40$ de hauteur et comprennent une âme de $0^m,005$, serrée entre quatre cornières de $\frac{60.60}{9}$; elles reposent par leurs abouts sur la branche horizontale de la cornière basse de la poutre de rive, et s'assemblent avec cette poutre au moyen d'un gousset en tôle de $0^m,005$; c'est une tôle plane coupée en trapèze et fixée à l'âme pleine de la poutre de rive par deux cornières rivées avec le fer à T extérieur ; le gousset occupe donc la place de l'âme de l'entretoise sur $0^m,40$ de longueur, à partir de la poutre de rive, et est assemblé avec cette âme par un couvre-joint que l'on aperçoit sur la coupe transversale.

Sur les entretoises on peut construire des voûtes en briques, ou disposer un plancher en bois ou en tôle ondulée.

Dans le cas actuel le plancher se compose de madriers de $0^m,30$ sur $0^m,08$, espacés de 2 centimètres pour l'écoulement des eaux, et boulonnés en quinconce sur la semelle supérieure des entretoises.

Les madriers supportent un platelage de $0^m,05$, auquel est superposée la chaussée. La distance entre les axes des poutres de rive est de 5 mètres, qui se partagent entre une chaussée empierrée de $3^m,50$, et deux trottoirs de $0^m,75$.

Les calculs ont été établis en supposant une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par mètre carré, ou bien le passage d'une voiture dont le poids total atteindrait 6,000 kilogrammes. Dans ces conditions, le fer ne travaille pas à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré.

On peut varier de bien des façons les dispositions précédentes ; on trouvera de nombreux exemples de petites poutres droites dans toutes les publications industrielles et notamment dans les *Annales de la construction* de M. Opperman.

Pont de $15^m,65$ d'ouverture sur une route nationale.— Les figures 1 à 3 de la planche XIV, donnent tous les détails d'un pont de $15^m,65$ d'ouverture établi pour le passage de la route nationale n° 138, sur la rivière de Risle, à Brionne (Eure).

Il remplace un vieux pont en charpente formé de deux travées reposant sur une pile en maçonnerie qui interceptait le courant ; il fallait ménager un large débouché aux eaux de la rivière, sans exhausser la chaussée, pour ne pas enterrer les maisons voisines d'un prix assez élevé.

Le tablier se compose de six poutres, savoir :

Deux poutres charretières intérieures ;

Deux poutres charretières extérieures;

Deux poutres de rive;

Toutes espacées de 1^m,32, d'axe en axe, et ayant le profil d'un double T.

Transversalement, ces poutres sont reliées par des entretoises en double T supportant des voûtes en briques de 0^m,85 d'ouverture, de 0^m,20 de montée et de 0^m,11 d'épaisseur.

Les voûtes en briques sont recouvertes d'une chape en ciment de 0^m,01 et d'une seconde chape en asphalte de 0^m,005 ; la chape est retournée le long de l'âme des entretoises, et les eaux qui traversent la chaussée en empierrement et le remblai en terre subjacent sont conduites par la chape dans de petites gargouilles en fonte enchâssées dans les voûtes en briques.

Le trottoir est supporté en encorbellement par des consoles, espacées comme les entretoises de 1 mètre, d'axe en axe.

Les consoles soutiennent un plancher formé de petits fers à T, et d'une cornière surmontée d'un remplissage en béton et d'une couche d'asphalte (fig. 1, pl. XV).

Le garde-corps en fer est orné, et ses montants en fer forgé sont maintenus par un boulon inférieur dans des douilles en fonte appliquées contre l'about de la console (fig. 3, pl. XV).

Les culées ont 1^m,50 de largeur à la partie haute; les poutres reposent sur ces culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte de 1^m,3085 de longueur ; ces plaques de friction, dont on trouve le détail sur les figures 2, pl. XV, reçoivent la semelle inférieure des poutres dans une entaille horizontale; la face de support est rabotée avec soin, et porte des rainures dans lesquelles s'engagent les lignes de rivets.

La largeur entre les parapets est de 8^m,20, qui se décomposent en une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs de 1^m,10.

La chaussée empierrée est encadrée par deux demi-caniveaux de 0^m,50 et deux bordures en granite, le tout posé sur une couche de béton.

On remarque que la poussée de la dernière voûte en briques sur l'entretoise garde-grève est contre-balancée par des cornières de $\frac{80,80}{10}$ formant tirant et reliées à l'âme des poutres principales.

Les eaux d'infiltration reçues par la moitié extrême de la dernière voûte sont conduites dans les terres derrière l'entretoise garde-grève qu'elles traversent au moyen d'orifices ménagés à cet effet dans l'âme de l'entretoise.

Les plaques de friction reposent sur une dalle en granite; elles sont scellées dans cette dalle au moyen de tiges en fer barbelé. Ces plaques sont destinées à permettre le libre jeu de la dilatation du fer. L'effet de cette dilatation n'est pas très-sensible pour des portées minimes; mais, dès que la portée devient un peu notable, il faut en tenir grand compte; les abouts des longues pièces doivent donc être complétement libres, sans quoi ils détruiraient les obstacles qui leur seraient opposés.

Les longues pièces en fer sont souvent posées sur des rouleaux en fonte qui laissent toute latitude à la dilatation; en général, on peut se contenter des plaques de friction en fonte qui sont beaucoup plus simples; pour les portées de quelques mètres, on peut même poser la poutre sur une bonne pierre de taille, en ayant soin d'en abattre l'arête en chanfrein pour que la pression ne s'y condense pas, et de laisser toujours un certain jeu au bout de la poutre.

Les poutres de rive ont une hauteur de 1^m,12 sur l'axe du pont; elles com-

prennent une âme de $0^m,012$ d'épaisseur et de $1^m,048$ de hauteur, deux semelles de $0^m,30$ de largeur formées de trois feuilles de tôle de $0^m,012$, quatre cornières de $\frac{144.120}{10}$.

Les poutres charretières intérieures ont une hauteur de $0^m,85$; elles comprennent une âme de $0^m,012$, deux semelles de 0^m40 de large formées de quatre feuilles de tôle de $0^m,012$, et quatre cornières de $\left(\frac{150.120}{15}\right)$.

Les poutres charretières extérieures ont les mêmes dimensions que les précédentes, si ce n'est que la largeur des semelles est réduite à $0^m,515$.

L'entretoise médiane, placée sur l'axe transversal du pont et passant sur les semelles hautes des poutres charretières a $0^m,87$ de hauteur ; elle comprend une âme de 7 millimètres et de $0^m,85$ de hauteur, deux semelles de 25 centimètres sur 10 millimètres, quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

L'entretoise principale que l'on trouve de deux en deux mètres a $0^m,724$ de hauteur ; elle est formée d'une âme de sept millimètres et de quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

L'entretoise intermédiaire, qui alterne avec la précédente, n'a que $0^m,335$ de hauteur, avec une âme de six millimètres et quatre cornières de $\frac{80.80}{10}$.

Il va sans dire que l'épaisseur des semelles des poutres de rive et des poutres charretières va en décroissant à partir du milieu du pont vers les culées ; à l'aplomb des culées il ne reste plus qu'une feuille sur les trois feuilles des poutres de rive et sur les quatre feuilles des poutres charretières.

Nous n'insisterons pas davantage sur les détails de construction de cet ouvrage, qui se trouvent suffisamment expliqués par les dessins, et nous passerons au calcul des poutres, calcul effectué conformément à la circulaire du 15 juin 1869.

Calcul des poutres du pont précédent. — La circulaire du 15 juin 1869 prescrit pour les ponts métalliques à construire sur les voies de terre les épreuves suivantes :

1° Une première épreuve par poids mort uniformément réparti sera faite au moyen d'une charge additionnelle de 400 kilogr. par mètre carré, trottoirs compris ;

2° Il sera fait une seconde épreuve par poids roulant, avec celles des voitures à deux roues ou à quatre roues, qui, chargées au maximum, produiraient le plus grand effet, eu égard à l'ouverture de la travée. On admettra que le poids du chargement et de l'équipage peut s'élever à 11 tonnes pour les voitures à deux roues et à 16 tonnes pour les voitures à quatre roues dont les essieux sont écartés de trois mètres.

Les dimensions des pièces seront calculées de telle sorte que le travail du métal par millimètre carré soit limité à 6 kilogr. pour les fers forgés et laminés tant à l'extension qu'à la compression.

Dans le cas actuel, nous avons à calculer les dimensions de poutres que nous admettrons avoir 16 mètres de longueur (en réalité elles n'ont que $15^m,65$) et pour chacune d'elles il faudra chercher les combinaisons de surcharge donnant en chaque point l'effort maximum.

Si l'on considère la surcharge de 400 kilogr. au mètre carré, la surface du

tablier correspondant à une poutre étant de

$$16 \times 1^{m},32,$$

il en résultera une surcharge uniformément répartie de 8,448 kilogr., équivalant à une charge centrale moitié moindre. Comme deux roues de charrette pesant 11 tonnes peuvent se croiser à l'aplomb d'une poutre charretière, on voit que la surcharge uniforme donnera un effort bien moindre que celui qui résulte de la charge roulante.

C'est celle-ci qu'il suffit donc de considérer; mais, on peut se demander lequel donne le plus grand effort du véhicule à deux roues pesant 11 tonnes, ou du véhicule à quatre roues pesant 16 tonnes.

Il est clair que pour les ouvertures très-petites le chariot à deux roues donne un effort supérieur; car, les essieux du chariot à quatre roues étant écartés de trois mètres, il est certain que pour des ouvertures minimes une des paires de roues se trouvera sur le milieu de la poutre, tandis que l'autre sera en dehors; ou bien les deux paires de roues seront à cheval sur l'axe de la poutre et équivaudront à une charge moindre que le chariot à onze tonnes.

Dans un chariot à deux essieux pesant 16 tonnes, l'essieu d'arrière pèse 10 tonnes et l'essieu d'avant six tonnes, et l'écartement est, avons-nous dit, de trois mètres. Avec ces données, si on calcule le moment fléchissant maximum produit sur une poutre de longueur *l*, 1° par un poids roulant de 11 tonnes, 2° par deux poids, l'un de 10 tonnes et l'autre de six tonnes espacés de trois mètres, on reconnaît sans peine qu'à partir de l'ouverture de $7^{m},20$, le chariot à quatre roues produit un effet supérieur à celui du chariot à deux roues.

Ainsi nous ne considérerons pour notre calcul que les chariots ayant les dimensions de la figure 1, planche XVI :

Les essieux sont espacés de trois mètres d'axe en axe ;

Le bâti s'étend à $1^{m},50$ en arrière du centre des grandes roues et à $0^{m},50$ en avant du centre des petites roues ;

Les grandes roues portent chacune 5,000 kilogr., soit 10,000 kilogr. pour l'essieu, les petites roues portent chacune 3,000 kilogr., soit 6,000 kilogr. pour l'essieu ; l'attelage a sept mètres de longueur et pèse 800 kilogr. par mètre courant ;

La largeur de voie de ces grands chariots est communément de cinq pieds, ou $1^{m},66$: les grands chariots du train d'artillerie n'ont même que $1^{m},52$.

Nous avons vu que les six poutres du pont se divisaient en trois groupes : poutres charretières intérieures, poutres charretières extérieures, poutres de rive ; il faut étudier séparément chacun de ces groupes.

Poutres charretières extérieures. — En combinant la distance des poutres d'axe en axe ($1^{m},52$) avec la largeur de voie des chariots ($1^{m},66$), on reconnaît que le cas le plus défavorable à la résistance des poutres charretières extérieures est celui où les roues d'un même côté du chariot passeront à l'aplomb de l'âme de ces poutres.

Cela posé, cherchons en chaque point les diverses combinaisons de surcharge et parmi ces combinaisons celle qui produit le plus grand moment fléchissant.

Nous avons à considérer une série de poids de 5,000 kilogr. (roue de derrière), 3,000 kilogr. (roue de devant), et 400 kilogr., moitié du poids de l'attelage par mètre courant (on admet que la moitié du poids de l'attelage est supporté par

la poutre), poids qui se meuvent sur une poutre de 16 mètres à des distances fixées par le profil ci-dessus défini du chariot.

Or, un poids de 5,000 kilogr. par exemple, qui se promène sur une poutre, figure 3, planche XVI, donne au point M où il se trouve un moment représenté par l'ordonnée MM' de la parabole AMB, et, pour avoir au même instant le moment fléchissant au point N, il suffit de joindre par une droite le point M' à l'extrémité A de la poutre; l'ordonnée NN' de cette droite mesure le moment fléchissant cherché.

La même figure 3, contient la parabole relative au poids roulant de 3,000 kilogr., et la figure 2 donne la parabole relative au poids roulant de 400 kilogr.

Afin d'obtenir les diverses combinaisons de surcharge, nous partirons du moment où l'arrière du chariot entre sur le pont, et nous le ferons avancer de deux mètres à la fois, jusqu'à ce que, après un parcours de douze mètres (longueur totale du véhicule et de l'attelage), nous soyons revenus à la position initiale. Cela fait donc six combinaisons de surcharges que nous étudierons par exemple aux points dont les abscisses sont 2, 4, 6, 8 mètres.

Si l'on veut maintenant, au point d'abscisse deux mètres, connaître le moment produit par la première combinaison de surcharge, on fait le diagramme de cette combinaison, figure 4, planche XVI, on a la position des divers poids de 5,000, 3,000 et 400 kilogr.; les paraboles, tracées préalablement à une échelle convenable, permettent de tirer une série de lignes droites dont les ordonnées, cumulées au point deux mètres, donnent le moment fléchissant en ce point.

De même pour les autres combinaisons.

Il faut avoir soin d'ajouter aux résultats le moment fléchissant dû à la charge permanente qu'on peut évaluer à 1,950 kilogr. par mètre courant de poutre.

Les figures 5, de la planche XVI, donnent les courbes des moments fléchissants produits en chacun des points 2, 4, 6, 8, lorsque la file de chariots avance de 12 mètres sur le tablier, c'est-à-dire lorsque l'on considère toutes les positions possibles.

Au point 2, le moment maximum dû à la surcharge est de 15200 kilogr., et le moment de la charge fixe 27300 kilogr., d'où résulte un moment total de 42500 kilogr.

Au point (4) le moment maximum de la surcharge est 25000 kilogr. et le moment de la charge fixe 46800 kilogr.; moment maximum total 71800 kilogr.

Au point 6, les moments sont 31200, 58500 et 89700 kilogr.

Au point 8, les moments sont 33750, 62400 et 96150 kilogr.

Par cette méthode graphique, on arrive à un résultat que l'on pressentait déjà, mais qu'il était utile de démontrer ; le moment fléchissant maximum a lieu pour chaque point lorsque la grande roue pesant 5,000 kilogr. passe en ce point, e l'on trouve pour la poutre charretière extérieure les moments fléchissants maxi mums qui suivent :

42500 kilog.	au point dont	l'abscisse est	2^{m},00
71800	—	—	4^{m},00
89700	—	—	6^{m},00
96150	—	—	8^{m},00 (milieu).

Ce qui permet de construire la courbe des moments maximums de la poutre charretière extérieure (figure 7, planche XVI).

Calculons les moments d'inertie des divers éléments de cette poutre, nous trouvons

pour l'âme et les cornières	0,002	266	868	764
pour la première feuille de la semelle	0,001	109	059	560
pour la seconde —	0,001	179	538	920
pour la troisième —	0,001	252	299	279
pour la quatrième —	0,001	327	228	165
Moment d'inertie total	0,007	154	994	688

Dans le cas où l'effort de 6 kilogr. viendrait à se produire, on peut calculer par la formule

$$R = \frac{Xh}{2I}$$

la valeur du moment fléchissant X auquel chacun des éléments de la poutre aurait à résister, et l'on trouve que :

L'âme et les cornières résistent à un moment fléchissant de	32004	kilogrammètres.
La première feuille de la semelle	15654	—
La seconde —	16650	—
La troisième —	17676	—
La quatrième —	18738	—
Total	100722	kilogrammètres.

Ainsi l'ensemble pourrait résister à un moment fléchissant de 100722 en travaillant à 6 kilogr. ; en réalité, nous avons vu que le moment fléchissant maximum était de 96150 kilogr. Donc, l'effort par millimètre carré, qui varie proportionnellement au moment fléchissant n'est que de $5^k,72$.

Ces résultats sont mis en évidence par la figure 7, qui permet en outre de déterminer la longueur sur laquelle doivent régner les divers éléments de la poutre ; il suffit que le diagramme de ces éléments enveloppe complètement la courbe des pressions. Nous avons déjà effectué plusieurs fois cette opération qui doit être familière au lecteur.

On voit que la quatrième feuille de la semelle devra régner sur 7 mètres de longueur, la troisième sur 10 mètres, la seconde sur 12 mètres, la première feuille ainsi que l'âme et les cornières sur toute la longueur de la poutre, c'est-à-dire sur $18^m,166$.

Poutres charretières intérieures. — Les poutres charretières intérieures sont dans des conditions plus défavorables que les précédentes, car elles peuvent avoir à supporter en même temps les charges transmises par deux files de voitures, se croisant sur le tablier.

Dans ce croisement, nous admettrons que, eu égard à la largeur occupée par les attelages et à la saillie possible des chargements, il y aura au moins $0^m,50$ de distance du milieu d'une jante au milieu de l'autre, soit $0^m,25$ du milieu de la jante à l'axe de la poutre. La charge exercée sur une poutre par chaque couple de roues atteindra alors son maximum et aura pour valeur

$$16000.\frac{1,32-0,25}{1,32}.$$

soit 12960 kilogr., répartis de la manière suivante :

Les deux roues de derrière, ensemble, à l'aplomb de l'axe	8100	kilogrammes.
Chaque roue d'avant, à trois mètres de chaque côté de l'axe	2430	—

On admettra en outre que la moitié de l'attelage revient seulement à la poutre, soit

$$400\frac{1,32-0,25}{1,32}$$

ou 324 kilogr. par mètre courant.

Si nous ajoutons que la charge fixe est de 2,000 kilogr. par mètre courant, nous aurons tous les éléments nécessaires au calcul des moments.

Nous admettrons, ainsi qu'il résulte des calculs faits pour la poutre extérieure, que le moment maximum en chaque point a lieu quand la grosse charge, donnée par les deux grandes roues, passe en ce point. Le diagramme des charges est d'après cela facile à établir en chaque point de manière à obtenir le moment fléchissant maximum.

Nous ne donnerons point le détail des calculs qui se trouvent résumés dans la figure 8, représentant la courbe des moments maximums, avec les divers éléments de la poutre qui enveloppent cette courbe.

Le métal travaillant à 6 kilogr., le moment fléchissant maximum pourrait atteindre 119274 kilogr. En réalité il n'est que de 118675 kilogr., ce qui correspond à un effort maximum de $5^k,97$ par millimètre carré.

Poutres de rive. — Comme les poutres charretières extérieures, les poutres de rive, ne sont soumises à l'influence que d'une paire de roues, et, de plus, à cause de la bordure du trottoir, en admettant une largeur de jante de $0^m,16$, la charge est au moins à $0^m,41$ de l'aplomb de la poutre. Il faudra donc réduire les poids dans le rapport $\frac{1,32-0,41}{1,32}$ ou 0,70 environ

Ainsi chaque essieu de devant	transmettra	une charge	de	2100	kilogrammes.
— de derrière	—	—		3500	—
Et l'attelage par mètre courant	—	—		280	—

En outre, on admet que la poutre peut avoir à supporter le poids d'une foule assemblée sur le trottoir, soit 400 kilogr. par mètre carré, ou 440 kilogr. par mètre courant de poutre. Il faut ajouter encore l'effet de la charge permanente qui est de 1,750 kilogr. par mètre courant.

Avec ces données, il est facile de construire la courbe des moments fléchissants maximums, et de composer le profil en travers de la poutre de manière à envelopper cette courbe, figure 6, planche XVI.

Le moment fléchissant maximum pourrait être de 106878 kilogr.; en réalité, il n'est que de 93705 kilogr., d'où résulte un effort atteignant au plus $5^k,29$ par millimètre carré.

La feuille extrême de tôle régnera sur sept mètres, la seconde sur 10 mètres, la première ainsi que l'âme et les cornières sur $18^m,166$.

Efforts tranchants. — L'effort tranchant maximum a lieu lorsque deux chariots sont placés sur le tablier et que la grande roue de l'un d'eux passe à l'aplomb de la culée et de l'about de la poutre, ce qui permet de dresser le tableau suivant :

DÉSIGNATION DES POUTRES.	EFFORT TRANCHANT.	SECTION EN MILLIMÈT. CARRÉS.	EFFORT PAR MILLIMÈT. CARRÉ.
	kilog.	millimèt.	kilog.
Poutre charretière intérieure. .	30190	9048	3,33
— extérieure. .	26053	9048	2,88
Poutre de rive.	23959	12576	1,90

Là encore, nous sommes au-dessous des limites réglementaires.

Épreuves des ponts métalliques. — Appareil enregistreur. — On se sert ordinairement pour la mesure des flèches que prennent les poutres des ponts, lors des épreuves, d'un appareil multiplicateur analogue à celui qui sert en physique à la mesure de la dilatation des tiges.

M. l'Ingénieur Picard l'a décrit dans les annales des Ponts et chaussées et nous lui empruntons les lignes suivantes :

« La meilleure manière de constater les flèches produites par les poids d'épreuve consiste dans l'emploi des appareils multiplicateurs. Le principe de ces appareils est des plus simples; mais leur installation sur les lieux demande des soins particuliers. Nous donnons ci-après la description et le dessin des appareils employés par la Compagnie de l'Ouest dans les épreuves des ponts métalliques de la ligne de Pontoise à Dieppe, entre Pontoise et Gisors (fig. 4, pl. XV). Une aiguille en fer AB est fixée sur une forte planche P de $0^m,035$ d'épaisseur par un point C autour duquel elle peut tourner; en B elle porte un crayon fixé par une vis et en A elle est articulée sur une tige verticale de $\frac{0,02}{0,02}$, AD, qui passe dans des guides et porte à l'extrémité supérieure deux mâchoires, l'une fixe et l'autre mobile. L'aiguille est partagée par le point C en deux parties ayant $0^m,04$ et $0^m,40$ de longueur de sorte que la pointe du crayon parcourt un espace décuple de la longueur de la flèche qu'on veut observer.

L'aiguille est maintenue dans une glissière GG.

Pour se servir de l'appareil on le fixe d'une manière invariable sur un échafaudage préparé à l'avance sous une poutre de l'ouvrage, à l'aide de bandes de fer traversées par les boulons V, V, V, V, puis on pince avec la mâchoire la partie saillante du membre inférieur de la poutre en son milieu.

Les déviations du crayon tracent une ligne sur un papier gradué à l'avance et portant un titre indiquant le genre d'épreuve auquel se rapporte l'indication recueillie. On constate ainsi des dixièmes de millimètre.

On a pu vérifier, sur la ligne de Gisors, d'une manière très-exacte, que les flèches obtenues dans les épreuves par poids morts différaient peu de celles données par le calcul et leur étaient généralement inférieures.

Distinction entre l'épreuve par charge uniforme et l'épreuve par chariots. — Dans un mémoire sur les ponts métalliques inséré aux annales des ponts et chaussées de 1872, M. l'ingénieur Marin expose la méthode dont il s'est servi pour calculer les poutres du pont construit sous le carrefour des rues Péreire et Brémontier. On se serait lancé, dit-il, dans des calculs inextricables si l'on avait voulu considérer, outre la surcharge uniforme de 400 kilogr. par mètre carré,

la surcharge par chariots pesant 16 tonnes que prescrit la circulaire ministérielle du 15 juin 1869; il est facile, du reste, de s'assurer que, eu égard à la grande portée des poutres, le poids roulant par chariots pesant 16 tonnes exercera moins l'influence que l'épreuve par poids uniforme.

En calculant tout à l'heure le pont de $15^m,65$ d'ouverture, nous avons montré comment on pouvait établir en plan le diagramme donnant la charge maxima qu'il est possible d'appliquer à chaque poutre : les poutres de rive pourront n'avoir à porter qu'un demi-chargement puisque les véhicules viennent seulement les raser; les poutres intermédiaires, au contraire, pourront, en un point donné, avoir à porter un chargement complet, par le fait de deux chariots juxtaposés.

Pour les ponts à une seule travée, la tension maxima s'obtient en supposant des files indéfinies de voitures, qui donnent lieu, sur chaque poutre, à une série de poids roulants périodiquement espacés : ainsi, lorsque la poutre est soumise à un chargement complet, on a successivement une charge uniforme de 800 kilogr. par mètre courant sur 7 mètres de longueur, un vide de $1^m,50$, un poids de 6,000 kilogr., un vide de 3 mètres, un poids de 10,000 kilogr. et un vide de $1^m,50$, puis la série recommence : la longueur totale du système étant de 12 mètres, on retombera sur la même distribution de surcharges lorsque la file de chariots aura marché de 12 mètres. Veut-on chercher l'effort maximum auquel est soumise la poutre? On part d'une position initiale pour laquelle on calcule les efforts, puis on fait avancer la file du chargement, par exemple de six fois 2 mètres, et à chaque fois on calcule les nouveaux efforts; dans les six résultats on choisit le plus élevé.

Les procédés graphiques évitent de longs calculs et conduisent rapidement au but cherché.

Pour les ouvertures moyennes, comme celle du pont que nous avons étudié, nous avons reconnu que l'effort maximum dû à la surcharge par chariots avait lieu sensiblement lorsqu'un des chariots était à cheval sur le milieu de la poutre; cette remarque dispense de tous les tâtonnements indiqués plus haut.

Si l'ouverture atteignait 40 ou 50 mètres, il est clair que la position des attelages perdrait beaucoup de son influence et deviendrait presque indifférente.

Pour des ouvertures inférieures à $7^m,20$, c'est la charrette à deux roues pesant 11 tonnes qu'il faut adopter comme surcharge.

Revenant au pont de $15^m,65$ d'ouverture, nous avons vu que les moments fléchissants produits par la surcharge uniforme étaient égaux à 75200 pour la poutre de rive, 79296 pour la poutre charretière extérieure et 80896 pour la poutre charretière intérieure, tandis que les moments fléchissants produits par les chariots pesant 16 tonnes atteignaient respectivement 93705, 96150 et 118675.

Voici maintenant ce qu'ont donné les épreuves : elles ont été faites avec des chariots identiques à ceux que nous avons décrits, chargés avec de vieux rails; la surcharge uniforme a de même été obtenue avec de vieux rails :

DÉSIGNATION DES POUTRES.	FLÈCHES POUR LA COMBINAISON DE CHARIOTS LA PLUS DÉFAVORABLE.	FLÈCHES SOUS LA SURCHARGE UNIFORME DE 400 K. AU MÈTRE CARRÉ.
Poutres de rive.	0,0032	0,0051
Poutres charretières extérieures. .	0,0033	0,0041
— — intérieures. .	0,0038	0,0045

Ainsi, dans la réalité, l'effet dû à la charge uniforme s'est trouvé notablement supérieur à l'effet produit par les chariots, bien que le calcul indique le contraire.

La différence entre les résultats théoriques et les résultats pratiques vient évidemment de ce qu'on ne tient pas compte, dans le calcul relatif aux chariots, de l'entretoisement qui reporte sur les autres poutres une grande partie de la charge exercée à l'aplomb d'une poutre donnée.

Il est impossible d'apprécier cette action des entretoises.

Cela prouve-t-il qu'on ait tort de calculer les poutres en vue de la surcharge par chariots? Non, évidemment, et la circulaire du 15 juin 1869 est un acte de haute prudence.

Mais cela prouve qu'il faut réduire les entretoises au strict nécessaire, et ne leur donner aucun excès de force; il devient absolument inutile de rendre toutes les poutres solidaires de la flexion de l'une d'elles, puisque chacune est calculée en vue du plus grand poids qu'elle est exposée à supporter directement.

2° **Ponts-rails.** — Les ponts-rails de petite ouverture prennent de jour en jour un plus grand développement; les types en sont nombreux, et l'on en trouvera des exemples dans un grand nombre d'ouvrages. Le *Traité des ponts métalliques*, par M. l'ingénieur Paul Regnauld, fournira à cet égard de précieux renseignements.

La circulaire du 26 février 1858 détermine les épreuves auxquelles doivent être soumis les ponts-rails : il y a d'abord une épreuve par poids mort de 5,000 kilogrammes par mètre linéaire de simple voie pour les travées d'une ouverture de 20 mètres et au-dessous, et de 4,000 kilogrammes pour celles d'une ouverture supérieure à 20 mètres; il y a ensuite une épreuve par poids roulant qui se fait au moyen du passage, sur chaque voie, d'un train composé de deux machines pesant chacune, avec leur tender, 60 tonnes, et de wagons portant chacun un chargement de 12 tonnes, en nombre suffisant pour couvrir la travée.

Pour les petites ouvertures, il suffira évidemment de considérer le passage d'une ou de deux locomotives du modèle le plus lourd qui doive être mis en circulation; nous avons déjà indiqué précédemment cette manière de faire, et nous ne reviendrons point sur le calcul de la force des poutres, qui nous paraît suffisamment indiqué par les exemples précédents.

Premier type. — Le type le plus simple consiste évidemment à placer sous chaque rail une poutre qui supporte directement la charge. Cela fait donc quatre poutres principales pour un chemin à deux voies. Ces poutres principales sont espacées de 1^{m},50 d'axe en axe, et solidement entretoisées entre elles; la voie est posée sur des longrines en bois ou en fer.

Latéralement on place des trottoirs soutenus soit par des consoles en encor-

bellement soit par une poutre de rive. En général, le garde-corps est boulonné sur la poutre de rive.

Pour les chemins à une voie, on peut réduire le type à sa plus simple expression en ne posant que deux poutres écartées de $1^m,50$ d'axe en axe, vigoureusement entretoisées, et dépourvues de trottoirs et de garde-corps. Il va sans dire que cette disposition n'est acceptable que pour de très-petites ouvertures et pour des chemins qu'on veut créer aussi économiquement que possible.

La figure 1, de la planche XVII, représente un de ces ponts de 4 mètres d'ouverture.

Les abouts des poutres reposent sur les culées par une portée de $0^m,60$ et on les reçoit sur des plaques de friction en fonte.

Tous les mètres, on trouve une entretoise formée d'un fer à T, placé horizontalement entre deux poutres voisines et recourbé verticalement à ses extrémités que l'on rive sur l'âme pleine des poutres.

Ces entretoises supportent directement un plancher longitudinal boulonné sur les branches de leur T.

Pour le modèle que représente la figure, le poids des tôles est d'environ 6,300 kilogrammes.

La figure 2, de la planche XVII, représente un autre modèle du même type; c'est la coupe en travers d'une poutre de rive et d'une poutre principale d'un pont de 8 mètres d'ouverture employé par la Compagnie d'Orléans.

La distance qui sépare l'axe de la poutre de rive de l'axe de la première poutre principale est de $1^m,43$; la distance entre les axes de deux poutres principales d'une même voie est de $1^m,51$, et l'entrevoie est de $2^m,12$, de sorte que la largeur totale entre les axes des garde-corps est de 8 mètres. Les montants des garde-corps sont boulonnés sur la semelle de la poutre de rive.

L'épaisseur de la culée est de $1^m,80$ à la partie supérieure, et l'about de la poutre repose sur cette culée par une portée de $0^m,50$.

Les poutres de rive ont $0^m,30$ de hauteur totale et comprennent :

Une âme pleine de six millimètres d'épaisseur,
Deux semelles de $0^m,20$ sur $0^m,01$,
Quatre cornières de $\frac{60.60}{10}$.

Le fer à T qui entretoise la poutre de rive et la poutre principale a pour dimensions $\frac{125.60}{10}$.

La poutre principale comprend :

Une âme verticale pleine de $0^m,44$ de hauteur et de $0^m,006$ d'épaisseur;

Deux semelles de $0^m,35$ de large, formées chacune de trois feuilles de tôle de $0^m,01$;

Quatre cornières de $\frac{80.80}{11}$.

La feuille extrême de la semelle supérieure fait saillie sur les autres de $0^m,06$ de chaque côté, et c'est sur cette saillie qu'on rive les feuilles de tôle formant plancher entre les rails.

Ce plancher en tôle est évidemment préférable au plancher en bois, puisqu'il est à l'abri de l'incendie.

Les entretoises espacées de $1^m,50$ d'axe en axe et se découpant d'un intervalle

à l'autre sont des fers à T recourbés en rectangle et boulonnés par leurs parties verticales sur les âmes des poutres.

Le poids total du pont de 8 mètres d'ouverture est de 14,400 kilogrammes.

Deuxième type. Poutre à caissons. — Le type de poutre à caissons est un des plus fréquemment employés; on en trouve un exemple sur la figure 3 de la planche XVII, qui représente la coupe en travers d'une poutre de rive et d'une poutre principale d'un pont de 6 mètres d'ouverture construit sous le chemin de fer de Grenoble à Montmélian.

La largeur du tablier entre les axes des poutres de rive est de $8^m,10$.

La poutre de rive comprend une âme de $0^m,21$ de hauteur sur $0^m,008$ d'épaisseur et trois cours de cornières de $\frac{80.80}{8}$, la cornière intérieure de la base est supprimée; à son emplacement viennent se river les entretoises horizontales qui sont des fers à T de $\frac{125.80}{8}$, assemblés avec les âmes de deux poutres voisines au moyen de deux bouts de cornières.

Ces entretoises supportent un plancher en madriers de cinq centimètres posés à plat et recouverts d'une couche de ballast de huit centimètres, qui les protége contre l'incendie.

La poutre en caisson se compose de deux poutres parallèles dont les axes sont placés à $0^m,475$ l'un de l'autre; entre elles on loge une longrine maintenue par des coins et supportant le rail.

Chacune des poutres jumelles comprend : une âme de $0^m,45$ de hauteur sur $0^m,015$ d'épaisseur, deux semelles de $0^m,175$ sur $0^m,015$, quatre cornières de $\frac{80.80}{13}$.

La longrine dont la largeur est de $0^m,28$ repose sur une tôle horizontale de $0^m,02$ placée sur les cornières intérieures des semelles basses des poutres. Il faut s'assurer que le métal est bien capable de résister à l'effort tranchant.

On remarquera que les poutres reposent sur les culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte, lesquelles sont scellées et maintenues en place au moyen de boulons à tige barbelée.

Les poutres à caissons ont une assiette beaucoup plus stable que celle des poutres ordinaires, et cela explique pourquoi il n'est pas nécessaire de recourir à un entretoisement aussi énergique.

Troisième type. — Un autre type qui se rapproche du précédent en ce sens qu'il place la longrine de la voie au-dessous de la semelle supérieure est celui que représente la figure 4 de la planche XVII, qui donne la coupe en travers d'une poutre principale avec les deux entretoises adjacentes, savoir l'entretoise de rive et l'entretoise principale.

On voit que la longrine et le rail superposé sont placés à côté de la poutre et reposent sur les entretoises : le rail est donc en porte à faux par rapport à la poutre et il faut réduire ce porte à faux au strict minimum pour n'être point forcé de recourir à des entretoises trop pesantes.

La section dont il s'agit s'applique à une ouverture de 8 mètres.

Quatrième type. — Les figures 5 à 9 de la planche XVIII, représentent un pont de 8 mètres d'ouverture composé de trois poutres, deux de rive et une médiane, réunies par des entretoises; les deux longrines de chaque voie sont posées sur les entretoises à une certaine distance des poutres.

C'est un des modèles adoptés pour le chemin de fer de ceinture, et M. Bramt en donne la description suivante :

« Le tablier se compose de trois poutres longitudinales reliées à leurs extrémités et dans l'intervalle par des entretoises fixées avec cornières et rivets. Ces entretoises reçoivent un platelage. Les voies sont posées sur longrines; chaque voie se trouve ainsi entre deux poutres.

Les poutres ont $0^m,80$ et les entretoises $0^m,344$ de hauteur.

Cette dernière dimension, ajoutée à l'épaisseur $0^m,15$ de la longrine, et $0^m,16$ du coussinet et du rail, donne une épaisseur totale de $0^m,654$ entre le dessus du rail et le dessous des poutres, qui font ainsi saillie de $0^m,146$ sur le rail.

On a pu, de cette manière, donner au pont une hauteur de $4^m,30$ sous poutres, sans abaisser la chaussée de la route de Clichy.

La tôle verticale des poutres a $0^m,010$ d'épaisseur; les semelles horizontales ont une largeur de $0^m,30$ sur $0^m,026$ pour la poutre intermédiaire, et de $0^m,18$ sur $0^m,025$ pour celles de tête.

Les cornières ont $0^m,080$ sur $0^m,080$ et $0^m,010$.

Les entretoises ont des cornières de mêmes dimensions; elles sont espacées d'axe en axe de $1^m,286$.

La tôle de champ, qui est formée d'une seule feuille, a $0^m,008$ d'épaisseur; le poids total du tablier est de 15,500 kilogrammes. Les moments de résistance dus à cette charge sont de 3625 pour chaque poutre de rive, et de 7250 pour la poutre du milieu qui est deux fois plus chargée. Les efforts permanents correspondants sont de $0^k,7$ et de $0^k,9$.

On suppose que la plus grande charge possible est produite par le passage simultané de deux lourdes locomotives au milieu du pont.

Si chacune d'elles pèse 29 tonnes, on admet que ce poids est ainsi réparti :

17 tonnes sur les roues motrices;

3 tonnes sur chacune des autres roues dont les essieux sont distants de $4^m,60$ à 5 mètres d'axe en axe.

En appliquant à ce cas particulier la formule du moment de rupture, on trouve les résultats suivants :

Pour les poutres de tête, le moment est égal à 21500 et le travail correspondant à $3^k,7$.

Pour la poutre intermédiaire, le moment est double du précédent, c'est-à-dire 43000, et l'effort maximum relatif est égal à $5^k,6$.

En ajoutant à ces nombres la résistance due à la charge permanente, l'on voit que l'effort total maximum est, par millimètre carré, de $4^k,4$ pour les poutres de tête et de $6^k,5$ pour les poutres intermédiaires.

Il convient de remarquer que l'effort de $5^k,6$ dû à la surcharge correspond au cas exceptionnel où deux locomotives traversent en même temps le pont.

La poutre intermédiaire ne supportera ordinairement qu'une locomotive, et ne travaillera, par suite de cette surcharge, qu'à raison de $2^k,8$; en ajoutant à ce chiffre le travail $0^k,7$ dû à la charge permanente, on obtient l'effort total normal $3^k,5$.

Le moment de résistance correspondant au passage des deux roues motrices d'une locomotive sur une entretoise est égal à 6,000 et le travail est de $7^k,5$ par millimètre carré. »

Cinquième type. Arc avec sa corde. — Enfin, pour clore la série des types les

plus connus, nous donnerons encore un des modèles employés au chemin de fer de ceinture et décrits par M. Brame.

Il est représenté par les figures 10 à 15 de la planche XVIII, et c'est le pont qui fait passer le chemin de fer de Strasbourg sur le chemin de ceinture.

« Le chemin de ceinture passe sous la ligne de Strasbourg qu'il rencontre sous un angle de 35°. L'ouverture du pont suivant le biais est de 14m,60.

Il était nécessaire, pour ne pas placer le chemin de ceinture dans des conditions de pente trop défavorables, de diminuer, autant que possible, l'épaisseur du tablier.

On avait pensé d'abord à remplir cette condition par l'emploi de poutres jumelles en tôle reposant sur des points d'appui intermédiaires.

Elles auraient eu 0m,45 de hauteur et fait sur le rail une saillie de 0m,20. Ce projet a dû être abandonné à cause de cette saillie qui aurait formé obstacle au passage des cendriers des locomotives.

La disposition ci-après a permis, tout en ne laissant que 0m,415 entre le dessus du rail et le dessous des poutres, de supprimer les supports qui auraient constitué une gêne pour le chemin de ceinture.

On a composé les tabliers de trois poutres longitudinales, reliées par des entretoises placées de 2 mètres en 2 mètres, perpendiculairement à leur direction.

Les longrines portant les rails ont été introduites dans un caisson en tôle qui les soutient sur toute leur longueur, et repose à ses extrémités sur les semelles inférieures des entretoises.

Les deux feuilles verticales du caisson sont fixées aux entretoises par des cornières, régnant et portant la charge sur toute leur hauteur.

Le rail, d'ailleurs, répartit la pression sur les longrines forcément interrompues à leur rencontre avec les entretoises; des nervures, disposées au droit de chaque entretoise, réunissent les plates-bandes supérieure et inférieure des poutres, qui ne peuvent ainsi se déverser latéralement.

La hauteur des poutres est de 1 mètre, celle des entretoises 0m,230, lès longrines ont 0m,18 de hauteur.

Les semelles des poutres de rive ont 0m,027 d'épaisseur, et celles du milieu 0m,04 sur 0m,40; la feuille verticale est de 0m,01; les cornières ont 0m,09 sur 0m,09 et 0m,012.

Les entretoises ont des cornières de 0m,08, 0m,08 sur 0m,01, et la tôle de champ est de 0m,01. Le dessous du rail est à 0m,02 du dessus de l'entretoise.

Le poids total du tablier est de 30,000 kilogrammes. D'après les dispositions des entretoises, il est à remarquer que ce poids n'est pas réparti uniformément sur toute la longueur des poutres, et que l'effort maximum n'est pas au milieu. Toutefois, comme la partie prédominante de la charge sur chaque poutre appartient au poids de la poutre elle-même, qui est uniformément réparti, on peut considérer le poids total comme tel dans les calculs.

On trouve ainsi que la poutre intermédiaire doit subir un effort de 1k,30 sous la charge permanente, et celle de tête un effort de 1k,7.

Quant à la surcharge accidentelle, l'ouverture du pont étant suffisamment grande, elle dépassera celle que nous avons supposée pour les ponts précédents.

Afin de simplifier les calculs, on peut imaginer une surcharge de 80 tonnes uniformément répartie sur chaque voie, cela revient à supposer la poutre intermédiaire soumise en son milieu à une charge de 40 tonnes; il est facile de voir

que, quelles que soient les combinaisons que l'on ferait du passage simultané de plusieurs locomotives, on ne dépasserait jamais cette limite.

En se bornant donc à faire les calculs dans ces hypothèses, on trouve dans l'effort maximum auquel est soumise la poutre intermédiaire une augmentation de $4^k,50$ par millimètre carré, et dans celui de la poutre de tête une augmentation de $3^k,1$.

En somme, la poutre intermédiaire travaillera donc au plus à $5^k,8$ et celle de tête à $4^k,8$.

Comme nous l'avons déjà fait observer, soit dans le cas de la charge permanente, soit dans le cas de la surcharge, les extrémités des poutres ont moins à supporter que leurs parties moyennes. On a donc eu soin, dans la région du milieu des poutres, de former des semelles horizontales de trois feuilles de tôle non interrompues. Quant aux parties voisines des culées où deux feuilles auraient pu suffire, on s'est abstenu de mettre des couvre-joints.

De cette manière, le poids total de la tôle n'a pas sensiblement dépassé celui que l'on aurait employé en faisant varier l'épaisseur des semelles proportionnellement aux efforts que les poutres ont à supporter en leurs divers points.

Les entretoises, sous le poids de l'essieu moteur d'une locomotive, ont à supporter un effort de $7^k,50$.

Il convient de faire remarquer que le système de tablier en tôle, adopté pour le pont sous la ligne de Strasbourg, serait applicable à une ouverture beaucoup plus grande, sans qu'il fût nécessaire d'augmenter la distance comprise entre le dessus du rail et le dessous des poutres: les dimensions et la forme des poutres varieraient seules avec la portée.

On pourrait ainsi, au moyen de la tôle, franchir, sans supports intermédiaires et avec une épaisseur de tablier de $0^m,40$ seulement, des ouvertures considérables. Cette épaisseur pourrait même être réduite en ayant recours aux rails en U.

Comparaison des divers types. — Le type le plus rationnel et le plus simple est évidemment le premier qui place les poutres directement sous les rails ; il permet de réduire les entretoises à ce qui est strictement nécessaire pour empêcher le déversement et pour supporter le plancher ou le ballast. Mais, il a l'inconvénient de ne pas ménager la hauteur, à moins que l'on ne donne à la poutre une forme trop trapue, incompatible avec un bon travail du métal, la hauteur de la poutre devant toujours être environ le $\frac{1}{10}$ de la portée. Ainsi, ce type ne convient que dans les cas où l'on n'est pas absolument limité par la hauteur.

Le type n° 2 de la poutre à caissons a le même avantage que le précédent au point de vue de la force des entretoises qui n'ont qu'à assurer la stabilité de l'ensemble et à porter le plancher. Il a l'immense avantage de réduire au minimum la hauteur qui sépare le rail de la semelle inférieure de la poutre, et c'est dans bien des cas une condition capitale à réaliser. Mais on comprend sans peine qu'avec ce système le métal travaille dans de médiocres conditions à cause de la faible hauteur des poutres et de la multiplication des âmes. Les assemblages sont en outre beaucoup plus difficiles. On conclut de là qu'à ouverture et à charge égale, le type n° 2 sera plus lourd et plus coûteux que le n° 1 ; il ne faudra donc l'adopter que lorsqu'on voudra ménager la hauteur.

Le type n° 3, plaçant la longrine et le rail tout à côté de la poutre principale a les avantages du précédent au point de vue de la hauteur à ménager, et il n'en a pas les inconvénients au point de vue du travail du métal et de la difficulté des

assemblages. Il exige seulement des entretoises un peu plus fortes et plus solidement reliées aux poutres principales. Dans les types n° 2 et n° 3 il convient de veiller aux effets des efforts tranchants.

Le type n° 3, permet de franchir des portées quelconques en plaçant le rail à une hauteur constante au-dessus de la semelle inférieure des poutres principales. En effet, les entretoises ont une portée et par suite une composition constante. Seules les poutres principales prennent des dimensions en rapport avec l'ouverture.

Le type n° 5 ne diffère du n° 4 que par la forme du longeron supérieur des poutres principales; cette forme économise la matière, mais elle rend le montage plus difficile et ne paraît guère avantageuse pour de faibles portées. Ces deux types n° 4 et n° 5 ont l'inconvénient de transformer les entretoises en de véritables poutres d'une portée de quatre mètres. Ils ne conviennent que pour des ouvertures importantes.

A plus forte raison, n'aura-t-on recours que pour les grandes portées à la disposition qui consiste à adopter deux grandes poutres de rive réunies par des entretoises de huit mètres de longueur.

L'emploi des longrines pour la pose des rails n'est pas favorable au règlement de la voie ; toutes les fois qu'on pourra leur substituer des traverses, on devra le faire. C'est ainsi qu'on devra opérer avec le type n° 1 pour lequel il est facile de boulonner les traverses sur les semelles des poutres.

On remarquera encore que les longrines reposant par toute leur longueur sur les semelles des poutres, sont dans de bien meilleures conditions de résistance et de durée que celles qui sont simplement posées sur des entretoises plus ou moins espacées.

En ce qui touche le tablier à adopter, les usages sont variables.

Dans les lignes construites économiquement, on se contente d'un tablier en bois supportant quelques centimètres de ballast ou d'un tablier formé de feuilles de tôles cintrées. Cela a pour effet de diminuer la charge permanente et permet de réaliser sur le poids des poutres une économie notable. Mais il y a un grave inconvénient à cette manière de faire : le métal sous la charge fixe ne travaille par exemple qu'à un kilogramme ou un kilogramme et demi, et passe brusquement sous l'influence de la charge roulante à un travail de six kilogrammes. Ces transitions brusques sont favorables au ferraillement, c'est-à-dire à une prompte altération de la rivure et des assemblages.

Au contraire, si vous admettez pour le tablier l'épaisseur ordinaire du ballast supporté par de la tôle ondulée ou mieux par des voûtes en briques, vous avez un poids mort considérable et vous devez augmenter en conséquence la force des poutres ; mais, elles travaillent alors par exemple à 3 kilogrammes sous la charge fixe, et à 6 kilogrammes sous la charge roulante. L'écart entre les efforts extrêmes est considérablement réduit et le ferraillement est beaucoup moins à craindre.

Remarquez encore que les tabliers légers sont d'un entretien plus dispendieux que les tabliers lourds.

De tout ceci ressort que les tabliers lourds conviennent aux grandes lignes très-importantes et les tabliers légers aux petites lignes, notamment à celles d'intérêt local.

Garde-corps. — Il existe de nombreux types de garde-corps et on peut en composer facilement. Nous en avons déjà donné plusieurs et nous aurons peu de chose à ajouter sur ce point.

En rase campagne, le garde-corps le plus simple est le meilleur. La figure

de la planche XVII, représente le garde-corps dont M. Nordling a employé 6,280 mètres de longueur pour la ligne d'Arvant au Lot (section de Murat à Vic-sur-Cère). Il comprend des montants en fonte dont l'écartement a été porté jusqu'à deux mètres; ces montants sont scellés au soufre dans la maçonnerie, mais ils pourraient être boulonnés sur des poutres métalliques. Ils sont traversés par deux lisses en fer rond, celle d'en haut de $0^m,035$ de diamètre et celle d'en bas de 0,025. Dans le type représenté, la lisse inférieure a été rendue mobile pour faciliter l'enlèvement des neiges ou la réparation des ouvrages, mais, l'ordinaire, cette disposition devrait être évitée.

Voici le sous-détail de ce garde-corps:

Montant en fonte pesant $11^k,50$ à $0^f,40$.		$4^f,60$
Lisse supérieure de $0^m,035$ de diamètre	$15^k,60$	
Lisse inférieure de $0^m,025$ de diamètre	$7^k,80$	
Soit.	$23^k,40$ à $0^f,55$	$12^f,87$
Scellement au soufre.		$2^f,00$
Total.		$19^f,47$

pour une travée de 2 mètres, soit environ 10 francs par mètre courant.

Pour les perrés et enrochements, il faut compter en plus les dés en pierre de taille payés 4 fr. 60 l'un, soit 2 fr. 30 par mètre courant.

Nous trouvons dans le cours de ponts de M. l'inspecteur général Morandière, deux types de garde-corps, qui ne manquent pas d'élégance et qui sont fréquemment employés. Les figures 6 et 7 de la planche XVII, les représentent.

Le premier pèse 22 kilogrammes et le second 28 kilogrammes le mètre courant. Il est difficile de ne pas les considérer comme du fer forgé, et il faut bien les compter, à moins qu'on n'en ait une grande longueur à établir, au prix de 1 franc le kilogramme.

GRANDS PONTS A POUTRES DROITES

1. Ponts de Britannia et de Conway. — C'est aux ingénieurs anglais que l'on doit les premiers ponts en tôle à grande portée. Robert Stephenson eut l'honneur de mettre en pleine lumière l'immense parti que l'on pouvait tirer de l'emploi du métal. De 1847 à 1850, il construisit sur le détroit de Menai le pont de Britannia, qui comprend deux travées médianes de 140 mètres d'ouverture et deux travées de rive de 70 mètres.

Il est représenté en élévation partielle et en plan par les figures 1 de la planche XIX, et donne passage à deux voies ferrées.

Chacune des voies est placée à l'intérieur d'un tube dont la section verticale est un rectangle; c'est pourquoi on a donné au système le nom de poutre tubulaire.

Sur le modèle du pont de Britannia, Stephenson construisit encore le pont de Conway, la figure 1 *bis*, planche XIX, représente la section transversale d'un des tubes de ce pont, section presque identique à celle du pont de Britannia, bien qu'elle ne s'applique qu'à une portée de 122 mètres d'ouverture.

Les parois verticales du tube sont des tôles pleines, au voilement desquelles on s'oppose au moyen de montants verticaux en fer à T ; les parois horizontales inférieure et supérieure sont formées de cellules longitudinales au moyen de poutres composées en double T, comprises entre deux semelles transversales formant pièces de pont.

Le tube est donc une véritable poutre creuse dont les parois verticales travaillent en haut à la compression, en bas à l'extension, la paroi horizontale inférieure travaille à l'extension et la paroi horizontale supérieure à la compression ; celle-ci est recouverte et protégée par une tôle cintrée.

Le calcul d'un pareil système n'est pas plus difficile que celui d'une poutre ordinaire; on cherche le moment d'inertie par rapport à l'horizontale passant par le milieu de la hauteur et l'on applique la formule $R = \frac{Xh}{2I}$. On remarquera que, contrairement à ce qui se passe dans les tabliers ordinaires, les pièces de pont ont pour objet non-seulement de transmettre le poids des véhicules aux parois de rive, mais encore de résister directement à la charge.

Les cellules longitudinales sont au nombre de huit à la partie supérieure et de six à la partie inférieure ; celles-ci soumises à l'extension ont moins à craindre le flambage que celles du haut.

Le poids d'un mètre courant du pont de Britannia est d'environ 23000 kilogrammes, soit 11500 par voie, lesquels se décomposent comme il suit :

Tables horizontales.	6500 kilogrammes.
Ames verticales.	3800 —
Contreventements, etc. . . .	1200 —

En considérant les poutres comme encastrées sur leurs appuis, ce qui est parfaitement admissible eu égard à la largeur des piles, on trouve qu'avec la surcharge réglementaire de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, la tôle travaille à un peu plus de six kilogrammes par millimètre carré.

2. Pont de Moissac. — Des ponts de Britannia et de Conway nous rapprocherons le pont construit près Moissac, sur le Tarn, pour le passage du chemin de fer du Midi (fig. 2, pl. XIX).

Cet ouvrage a une longueur totale de 306^{m},80 entre les culées, qui se décompose comme il suit :

Deux travées de rive de 45^{m},90 d'ouverture,
Trois travées intermédiaires de 67^{m},66,
Quatre piles de 3 mètres.

Il comprend deux poutres tubulaires égales, avec chacune une voie à l'intérieur. Les tubes sont solidement contreventés à la partie haute, et leurs parois verticales sont reliées en bas par les pièces de ponts. Celles-ci ne concourent donc point à la résistance générale, et sous ce rapport le pont de Moissac serait inférieur au pont de Britannia , mais les cellules de ce dernier entraînent de si grandes sujétions de construction qu'il vaut peut-être mieux les abandonner et se contenter d'un système plus simple.

Le poids de la construction est de 6,500 kilogrammes par mètre courant.

3. Pont d'Asnières. — En France, le premier exemple d'un grand pont en tôle pour voie ferrée est le pont d'Asnières, construit en 1852 par M. Flachat, en remplacement d'un pont provisoire en bois.

Chaque voie est supportée par des pièces de pont transversales reposant sur

deux poutres tubulaires à âmes pleines de $2^m,25$ de hauteur, de $0^m,70$ de largeur, et de 170 mètres de longueur. Le contreventement des tubes est assuré par des croix de Saint-André composées avec des fers en U et des cornières; ce contreventement est très-vigoureux et solidement assemblé avec les tôles au moyen de goussets. On s'oppose au flambage des âmes pleines et des semelles au moyen de fers à T qui les embrassent. L'épaisseur des tôles verticales est de $0^m,007$ et celle des tôles des semelles ne dépasse pas $0^m,013$ (fig. 3, 3_1 3_2, pl. XIX).

Le pont d'Asnières comprend :

Deux travées extrêmes de $31^m,09$ d'ouverture,
Trois travées intermédiaires de $32^m,70$.

Le poids total du pont est d'environ 1,000 tonnes de tôle.

4. Pont sur l'Escaut. —Les figures 4, pl. XIX, représentent le tablier en tôle établi près de Valenciennes pour le passage du chemin de fer du Nord sur le canal de l'Escaut.

Le tablier primitif était en bois, formé de six poutres armées, trois pour chaque voie, mais il fut incendié en 1848 et remplacé provisoirement par un autre à une seule voie, supportée par deux poutres américaines.

On ne tarda pas à lui substituer un tablier en tôle pour lequel on voulut profiter des maçonneries existantes, et conserver le profil en long de la ligne tout en maintenant la circulation des trains sur le pont.

On dut donc adopter un tablier à quatre poutres, c'est-à-dire à deux voies indépendantes, afin d'en établir d'abord une à côté du tablier en bois, de reporter la circulation sur cette seule voie, de démolir le tablier en bois et de construire à son emplacement la seconde voie en tôle.

Des dispositions nécessitées par l'état des lieux résulta: 1° une hauteur de poutre au-dessus de la proportion la plus favorables; 2° des doubles T à ailes trop étroites et à âme trop forte. Sous la charge d'épreuve, le métal ne travaille au plus qu'à quatre kilogrammes par millimètre carré; on pouvait donc réduire notablement le poids des fers.

Les entretoises, dont l'espacement est celui des coussinets dans la voie ordinaire, sont beaucoup trop fortes et on pouvait encore réaliser une économie sur ce point.

On remarquera les consoles en fonte dont le profil est plus gracieux que celui qu'on rencontre fréquemment, qui vient rencontrer l'âme de la poutre de rive sous un certain angle et non point tangentiellement.

Les poutres ont une longueur de $32^m,40$ et franchissent deux ouvertures biaises de $12^m,10$; elles reposent sur une pile de $1^m,50$ de largeur.

Les quatre poutres ont absorbé 42265 kilogrammes de fer et les entretoises 41168 kilogrames. Le poids total du métal est de 105245 kilogrammes et la dépense du tablier s'est élevée à 60453 francs.

5. Pont de Langon. — La figure 1 de la planche XX, représente la coupe transversale du pont de Langon, sur la Garonne, construit en 1855, par M. Flachat, pour le chemin de fer du Midi.

La longueur du tablier est de $211^m,71$, ou $210^m,56$ entre les parements des culées; cette longueur se décompose en :

Deux piles de 4 mètres,
Deux travées de rive de $64^m,08$,
Une travée intermédiaire de $74^m,40$.

Le tablier se compose de deux grandes poutres de rive de 5^{m},60 de hauteur, portant les pièces de pont vers le milieu de leur hauteur de sorte qu'elles forment garde-corps; pour empêcher l'écartement qui tend à se produire entre les semelles basses des deux poutres, il fallait un contreventement très-énergique, qu'on a obtenu au moyen du double T incliné *αα* et du simple T horizontal *t*,*t*. Les pièces de pont sont assemblées sur l'âme des poutres de rive au moyen de forts goussets *γ*.

Les poutres de tête sont des doubles T à âme pleine dont les semelles ont 0^{m},90 de largeur ; ces semelles sont renforcées à leur extrémité par des cornières longitudinales qui leur donnent de la roideur. Des renforts verticaux, espacés de 0^{m},90 d'axe en axe et formés avec des tôles pleines et des cornières verticales s'opposent au flambage et transforment les poutres principales en une série de caissons verticaux.

Les pièces de pont ont 0^{m},60 de hauteur ; la distance entre les axes des poutres de rive est de 8^{m},50.

Sous une charge d'épreuve de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, les semelles des poutres travaillent à six kilogrammes par millimètre carré.

Le poids du tablier par mètre courant est d'environ 4,000 kilogrammes, et le prix de revient de l'ouvrage par mètre linéaire est de 6,720 francs.

Le calcul des éléments de ce pont se fera aussi simplement que pour une poutre ordinaire à petite portée, en ayant recours aux formules que nous avons données pour les poutres à plusieurs travées solidaires.

6. Pont sur l'Inn (Hanovre). — Les ingénieurs hanovriens, en présence des difficultés qu'ils rencontraient à exécuter des ouvrages en maçonnerie, se sont lancés dès l'origine des chemins de fer dans la construction des ponts métalliques.

M. Couche en décrit plusieurs dans son mémoire de 1854 sur les chemins de fer allemands, entre autres le pont de Sarstedt, sur l'Inn. Ce pont est représenté par les figures 5 de la planche XIX et 2 à 7 de la planche XX.

Il comprend trois travées : deux travées de rive de 22^{m},48 d'ouverture et une travée médiane de 28^{m},42.

C'est un système analogue à celui du pont de Langon et les pièces de pont sont assemblées sur l'âme verticale de deux grandes poutres de rive en double T; le contreventement est obtenu par des goussets qui occupent toute la hauteur de l'âme, et les inconvénients du système sont moindres qu'au pont de Langon, parce que la hauteur des poutres n'est que de 2^{m},36.

Les deux semelles sont formées de cinq feuilles de tôle de 0^{m},012 sur 0^{m},26 de largeur ; le gousset est en trois morceaux, assemblés par couvre-joints, et composés de tôles de cinq millimètres. Les cornières ont $\frac{90,90}{12}$.

Les sections utiles de ces semelles, eu égard aux joints, sont dans le rapport de 5 à 4, cinq en haut et quatre en bas; ces nombres sont dans le rapport des résistances du fer à la compression et à l'extension, résistances trouvées par Hodgkinson. Mais, cette manière de faire n'a point prévalu pour les poutres en tôle, et on a pris l'habitude de considérer les deux résistances comme égales. Du reste, dit M. Couche, la résistance à l'extension est une propriété simple, absolue, tandis que la résistance à la compression est un fait complexe qui dépend essentiellement des propriétés du solide, du mode d'application de la charge, en un mot des circonstances très-variables de l'expérience.

Le poids du pont est de 1,675 kilogrammes par mètre courant.

Les joints verticaux de l'âme sont tous en face des pièces de pont et des goussets, de sorte que ces joints sont très-solidement disposés.

Les poutres en tôle prennent toujours une certaine flèche sous l'influence de leur propre poids et de la charge fixe; bien que cette flèche ne doive inspirer aucune crainte au point de vue de la stabilité, elle est très-désagréable à l'œil et peut effrayer le public. Aussi a-t-on l'habitude de cintrer légèrement les poutres, de leur donner une convexité vers le haut, afin de racheter la flèche future.

Au pont de Sarstedt, on avait adopté une flèche de $\frac{1}{1,200}$ de l'ouverture, soit 23 millimètres pour la travée du milieu et 18 pour les travées de rive. Ces flèches étaient supérieures à l'abaissement qui s'est produit lors de la pose et qui n'a été que de 18 et de 13 millimètres. Mais, il n'y a aucun inconvénient à cet excès et l'arc, fût-il même plus accusé, ne peut produire qu'un bon effet.

7. Pont sur la Boutonne (chemin des Charentes). — Le pont, construit par M. Love, sur la Boutonne pour le chemin de fer des Charentes, comprend une travée de 24 mètres d'ouverture et deux travées de 18 mètres, reposant sur des piles de $2^{m},00$ de largeur en tête; la portée sur les culées a une longueur de $1^{m},30$.

On trouvera tous les détails de cet ouvrage dans les nouvelles Annales de la construction d'Oppermann; nous nous contenterons de donner une partie de la coupe transversale (fig. 6, pl. XIX).

Le tablier est formé de deux poutres de rive, sur les semelles inférieures desquelles reposent les pièces de pont.

La distance des poutres de rive d'axe en axe est de $8^{m},60$; leur hauteur est de $2^{m},20$, la largeur de leurs semelles est de $0^{m},40$ et elles sont composées avec des tôles de $0^{m},01$; il en est de même de l'âme, qui comprend dans sa hauteur deux feuilles de tôle réunies par deux couvre-joints horizontaux; quant aux joints verticaux, on a soin de les découper d'une feuille à l'autre.

Tous les $2^{m},60$ on rencontre une pièce de pont, double T de $0^{m},70$ de hauteur, et de $0^{m},35$ de largeur de semelle; chaque semelle comprend deux feuilles de 0,014 et l'âme est une tôle de 0,01. Les quatre cornières ont $\frac{80,80}{10}$.

Les pièces de pont sont assemblées sur l'âme des poutres de rive par des goussets transversaux, embrassés entre deux cornières, qui règnent sur toute la hauteur de la poutre; ce sont les cornières inférieures de la pièce de pont qui se retournent verticalement.

Au gousset correspond sur l'autre face de l'âme de la poutre de rive une tôle verticale plane embrassée aussi entre deux cornières symétriques des précédentes.

Le contreventement est rendu parfait au moyen de croix de saint André, placées sous les semelles des pièces de pont et formées de fers à T de $\frac{130,90}{10}$.

A l'aplomb de chaque rail, qui est porté sur des traverses, on trouve une longrine en double T assemblée avec les pièces de pont; cette longrine a $0^{m},35$ de hauteur, elle comprend une âme pleine de $0^{m},006$ et quatre cornières de $\frac{55,55}{7,5}$.

Il va sans dire que les semelles des poutres de rive comportent un nombre variable de feuilles de $0^{m},01$, nombre qui est en rapport avec le maximum du

moment fléchissant dans la section considérée (voir la théorie des poutres à plusieurs travées); mais il y a au moins une feuille de tôle qui règne sur toute la longueur de la poutre.

Le plancher comprend outre les traverses des madriers transversaux, reposant sur les longrines et sur un cours de cornières horizontales rivées à l'âme de la poutre de rive.

A l'aplomb des piles et des culées, les poutres reposent sur des rouleaux en fonte, réunis les uns aux autres par un châssis extérieur et placés sur une plaque de fonte, sous laquelle on trouve une feuille de plomb de $0^m,005$ destinée à répartir les pressions sur la maçonnerie.

L'amplitude réservée à la course des rouleaux est de $0^m,055$, maximum de la dilatation probable.

Nous aurons lieu de revenir sur l'emploi des rouleaux de friction : on en comprend dès maintenant toute l'utilité; il faut, avons-nous dit, laisser toujours un libre jeu à la dilatation, car elle peut déterminer des poussées considérables, capables de renverser de grosses masses de maçonnerie.

Pour les poutres à petite portée, la dilatation a une faible amplitude et l'on peut poser simplement les poutres sur une pierre dure ; s'il s'agit d'une portée moyenne, on se contente des plaques de friction en fonte ; mais alors c'est le frottement de première espèce qui se produit, et ce frottement atteindrait pour une grande portée des valeurs considérables, capables de renverser des piles calculées seulement en vue d'une charge verticale. Il faut alors recourir au frottement de roulement qui est bien inférieur au frottement de glissement et ne donne lieu qu'à une faible poussée horizontale.

Pour résister à l'écrasement sur les piles on a soin de renforcer les semelles par des feuilles supplémentaires.

Le poids du tablier est d'environ 150,000 kilogrammes pour 66 mètres de longueur, soit 2,275 kilogrammes par mètre courant.

Le prix de revient du mètre linéaire a été de 1,400 francs, auxquels il faut ajouter 52,500 francs pour la construction des piles et culées.

Pont de Lucerne. — MM. les ingénieurs Quénod et Gaudard ont construit à Lucerne, en 1869, le pont métallique que représentent les figures 8 à 12 de la planche XX.

On ne disposait pour les poutres que d'une faible hauteur, car, on ne voulait point exhausser les abords et il fallait se tenir au-dessus des plus hautes crues.

Le pont comprend sept travées, savoir :

Deux travées de rive de $18^m,35$ et cinq travées intermédiaires de $22^m,00$, les distances étant comptées d'axe en axe des piles ou culées. Le rapport est de $\frac{5}{6}$.

Le tablier est formé de six poutres longitudinales :

1° Deux poutres de rive en treillis à larges mailles, ornées et légères; elles ne supportent qu'une moitié du trottoir et contribuent à donner aux têtes un grand aspect de légèreté ; 2° deux poutres de trottoirs, formant bordures ; placées à la limite de la chaussée et du trottoir, elles pouvaient recevoir un surcroît de hauteur favorable à la résistance, ces poutres sont des doubles T à âmes pleines; 3° deux poutres charretières sous la chaussée, analogues aux précédentes mais de moindre hauteur.

La chaussée a $7^m,50$ de large et les trottoirs $3^m,675$; le garde-corps en fonte ornée est boulonné sur l'aile extérieure de la poutre de rive.

Les écartements et les dimensions des poutres sont accusés par les dessins ; les poutres charretières sont plus rapprochées et plus trapues, car ce sont elles qui supportent la plus grosse masse de la circulation. Toutes les poutres ont été calculées par les formules de M. Bresse.

Les poutres longitudinales sont réunies par des entretoises en double T, sur lesquelles on se proposait d'abord de placer des voûtes en briques creuses surmontées d'un pavage en bois, le tout en vue de diminuer le poids mort. Mais, en exécution, on préféra de petits pavés de pierre, et on substitua aux voûtes en briques des fers Zorès, de manière à compenser par l'emploi de ces fers le surcroît de charge provenant du pavage.

La poutre de rive est terminée en haut par une gouttière en fonte formant guirlande et décorée de gargouilles en têtes de lions ; sur les dés des piles en maçonnerie sont posés des candélabres.

Les poutres, fixées sur l'une des piles du milieu, reposent sur les autres piles et sur les culées par l'intermédiaire de plaques de friction en fonte, et sur chaque culée est ménagé un jeu de 0m,11, bien supérieur à tout ce que la dilatation peut produire.

La poutre du trottoir est recouverte d'une plaque de fonte horizontale formant chase-roue et les eaux pluviales reçues par la chaussée s'écoulent dans une rainure longitudinale ménagée sous l'aile supérieure interne de la poutre.

Le trottoir, incliné à l'extérieur, de manière à conduire les eaux dans la gouttière de rive, est composé avec une couche d'asphalte de 0m,015 placée sur un béton que supporte de la tôle ondulée, pesant 30 kilogrammes au mètre carré, avec une épaisseur de 3 millimètres.

Cette tôle ondulée serait trop faible pour supporter une chaussée, elle risquerait de se déchirer et pourrait être crevée par les chocs ; il faut recourir à des fers Zorès pesant 14 à 15 kilogrammes le mètre courant. M. Nordling a employé sur le réseau central d'Orléans des fers Zorès de 20 kilogrammes qui forment un plancher capable de résister à une locomotive déraillée.

On a reconnu que, pour les chaussées ordinaires, il était préférable de recourir à des fers de gros calibre, en laissant entre eux un intervalle de 0m,10 ou 0m,12 facile à franchir avec du caillou de grosse dimension.

On arrive avec ce système à une grande rigidité en reliant les fers Zorès les uns aux autres par un autre fer égal mais renversé, placé longitudinalement sous les fers transversaux et rivé sur le milieu de chacun d'eux. De la sorte, aucun fer ne fléchit sans entraîner ses voisins, et les pressions se répartissent toujours sur une certaine étendue.

Voici le détail du prix de revient du tablier du pont de Lucerne :

Ouvrages en tôle et cornières, 323,403 kilog. à 0f,50	161,701f,50
Platelage en fers Zorès, 66,000 kilog. à 0f,38	25,080f,00
Fonte { Plaques de calage... 6030 kilog. ; Bordures et gouttières.. 12322 — ; Garde-corps...... 14960 — } 33312 kilog. à 0f,36	11,992f,32
Plomb pour scellement des plaques de calage, 2500 kilog. à 0f,70	1,750f,00
Bétonnage de la chaussée et des trottoirs, 160 mètres cubes à 21 fr.	3.360f,00
Pavage : 1100 mètres carrés à 3f,50	3,850f,00
Asphalte de 0m,015 d'épaisseur, 1062 mètres carrés à 6 fr.	6,372f,00
Candélabres	3,000f,00
Total	217,105f,82

Le total général, piles et fondations comprises, s'est élevé à 580,000 francs.

Le prix de revient par mètre carré a été de 101 francs, pour le tablier seul, et de 269 francs pour toute la construction. Ce sont là de bonnes conditions économiques.

2° POUTRES EN TREILLIS

1° Pont-route de 18^m,48 d'ouverture. — Dans les annales des ponts et chaussées de 1857, M. l'ingénieur Deglin donne la description d'un pont biais en tôle de 18^m,48 d'ouverture, construit à Fontenay-Rohan pour le passage de la route nationale n° 11 sur le chemin de fer de Poitiers à la Rochelle. Les éléments de ce pont sont représentés par les figures 1 à 4 de la planche XX.

Il comprend deux poutres de rive en treillis de 1^m,688 de hauteur, et de 19^m,672 de longueur totale, espacées de 8^m,36 d'axe en axe, et réunies par des pièces de pont distantes de 1^m,21.

Les poutres de rive sont à double T et sont composées de :

1° Une semelle haute de 0^m,02 sur 0^m,36.
2° Une semelle basse de 0^m,018 sur 0^m,35.
3° Une âme mixte, pleine sur 0^m,40 de hauteur et 0,008 d'épaisseur, treillissée sur le reste de la hauteur au moyen de croisillons de 0,07 sur 0,008.
4° Quatre cours de cornières.

L'emplacement des abouts des croisillons est découpé dans la partie pleine de l'âme et l'assemblage est fait au moyen de deux feuilles de tôle horizontales de 0^m,01 d'épaisseur, embrassant l'âme sur 0^m,10 de hauteur.

Des fers à T verticaux consolident le tout et s'opposent au voilement; ces fers sont espacés de 1^m,21 à l'intérieur et c'est sur eux que s'assemblent les pièces de pont ; leur espacement à l'extérieur est moitié moindre et on trouve un montant tous les 0^m,605.

Les extrémités des poutres, sur 0^m,76 de longueur, ont une âme pleine sur toute la hauteur.

Les pièces de pont sont aussi des doubles T en treillis, dont la semelle supérieure est légèrement cintrée suivant le profil transversal à donner à la chaussée. Elles reposent sur l'aile inférieure des poutres de rive et sont rivées sur le montant en fer à T; l'assemblage est consolidé par un gousset.

Dans le sens longitudinal, les pièces de pont sont reliées entre elles et rendues solidaires par des châssis verticaux dont on voit la disposition sur les fig. 1 et 2.

La chaussée est composée de madriers boulonnés sur les pièces de pont et recouverts par un platelage. La bordure est aussi une pièce de bois longitudinale, et le trottoir est formé d'un platelage s'appuyant à un bout sur la bordure et à l'autre bout sur une fourrure en bois boulonnée à une cornière horizontale, qui est fixée à l'âme de la poutre de rive.

Le poids des fers par mètre courant est de 1,428 kilogr., soit 170 kilogr. par mètre carré de tablier. Une poutre de rive pèse 6,544 kilogr. et une pièce de pont 726 kilogr.

Sous une charge d'épreuve de 400 kilogr. par mètre carré, le milieu de la poutre de rive droite a fléchi de 0^m,0125, le milieu de la poutre de rive gauche de 0^m,0145 et le milieu d'une pièce de pont de 0^m,005. Les poutres de rive ont

conservé après l'épreuve une flèche de $0^m,004$; la flèche des pièces de pont a complétement disparu.

2° Pont-route de $29^m,50$ d'ouverture. — Les figures 6 et 5 de la planche XXI, donnent l'élévation et la coupe en travers d'un pont de $29^m,50$ d'ouverture construit dans le canton de Vaud.

Les deux poutres de tête sont espacées de $5^m,10$ d'axe en axe; ce sont des doubles T en treillis de $2^m,50$ de hauteur, réunis par des pièces de pont que relient elles-mêmes des poutrelles longitudinales; celles-ci supportent des fers Zorès de 20 kilogr. au mètre courant, sur lesquels est construite une chaussée en empierrement.

On s'oppose au voilement des poutres de rive par des montants formés de deux cornières verticales, embrassant un gousset sur lequel s'assemble la pièce de pont.

On remarquera que la semelle haute, travaillant par compression et exposée au flambage, est consolidée par une cornière fixée à l'extrémité de son aile extérieure.

Il va sans dire que l'épaisseur des semelles est variable, et qu'elle diminue depuis le milieu de la poutre jusqu'aux culées; la variation des dimensions du treillis est inverse.

Suivant le poids mort et la charge d'épreuve adoptée, on calculera les épaisseurs des divers éléments de la poutre, comme nous l'avons indiqué dans la partie théorique.

3° Pont d'Offenbourg en Allemagne. — La première application importante des poutres en treillis fut faite pour le passage de la Kinzig, à Offenbourg (Bade). Nous empruntons au savant mémoire de M. Couche les figures 1 à 4 de la planche XXII, qui représentent ce bel ouvrage.

Il est à une seule travée de 63 mètres d'ouverture, et le tablier est placé à la partie inférieure des poutres dont la hauteur est de $6^m,30$; on a pu, grâce à cette hauteur constituer une véritable poutre tubulaire à jour, plus élégante que les poutres tubulaires pleines. Le pont est à deux voies, mais on a abandonné, par raison d'économie, le système des tubes séparés ; les deux tubes sont accolés et se touchent par une paroi ou poutre commune. Les deux voies travaillent donc toujours simultanément, dans un rapport plus ou moins grand, et la stabilité de l'ensemble est mieux assurée, le rapport de la base à la hauteur de la section transversale étant augmenté de moitié.

Voici la description donnée par M. Couche :

« Les plates-bandes sont formées de trois feuilles de $0^m,33$ de largeur et de $0^m,015$ d'épaisseur, comprises entre deux paires de fers d'angle : l'une, intérieure, saisissant les bouts des barres du treillis ; l'autre, extérieure, saisissant une nervure ou côte verticale de $0^m,16$ de hauteur et $0^m,015$ d'épaisseur.

Les fers d'angle ont $0^m,14$ de côté et $0^m,020$ d'épaisseur ; le treillis est formé de barres de $0^m,125$ de large, $0^m,021$ d'épaisseur, espacées de $0^m,45$ d'axe en axe. Il équivaut ainsi à une nervure pleine épaisse de $0^m,021 \times \frac{0^m,2025}{0^m,1125} = 11^{mm},7$, tandis qu'en Hanovre, pour une ouverture même très-inférieure à la moitié de celle dont il s'agit ici, on adopte une épaisseur de $12^{mm},15$.

Les barres sont laminées, mais en fer préalablement martelé en paquets.

Le treillis de la poutre intermédiaire est formé de trois systèmes de barres ; les deux extrêmes sont formés d'éléments inclinés dans le même sens, ayant toujours $0^m,125$ de large, mais seulement $16^{mm},50$ d'épaisseur. Les barres du

système intermédiaire qui croisent les deux autres à angle droit, ont $0^m,125$ de large et $0^m,033$ d'épaisseur.

La section des contre-fiches et des tirants excède donc seulement d'un peu plus de la moitié celles des pièces correspondantes des poutres de rive, quoique la poutre intermédiaire ait à supporter, quand deux trains se croisent, une charge double de celle des deux autres. Il paraît qu'on n'a pas voulu établir une trop grande disproportion entre les résistances élastiques des poutres intermédiaire et extrêmes pour éviter une disproportion correspondante entre les flèches, dans le cas, le plus fréquent de beaucoup, où une seule voie est occupée par un train, et où par suite les charges des deux poutres sont égales

Mais cette considération ne justifie nullement l'identité des dimensions des plates-bandes. Il est évident que celles de la poutre du milieu devraient avoir le même surplus d'équarrissage que les pièces du treillis; ou bien l'équarrissage des plantes-bandes restant constant, la hauteur de la poutre devrait être plus grande. Ce n'est pas, du reste, la seule critique qu'on puisse adresser à la conception d'un ouvrage qui se recommande d'ailleurs par plusieurs dispositions heureuses et une exécution très-soignée.

En somme, le poids de la poutre du milieu excède seulement de 25 p. 100 celui des poutres de rive. La première pèse 200,000 kilogr., et les autres chacune 160,000 kilogr.

On a rivé sur le treillis un double cours de rails (m,m). Il serait difficile d'attribuer à ces pièces un rôle et une utilité bien déterminés.

On a donné aux poutres une flèche de fabrication de $0^m,045$, soit $\frac{1}{1150}$ de l'ouverture.

La rivure du treillis a été faite à froid : les rivets, de $0^m,03$ de diamètre, sont en fer au bois, d'excellente qualité, provenant des usines de l'État, et tournés avec beaucoup de soin. Les feuilles des plates-bandes ont été, au contraire, rivées à chaud, parce que l'influence de la contraction des rivets a semblé l'emporter pour ces assemblages sur les avantages attribués au travail à froid, et qui se réduisent du reste aux garanties plus complètes qu'il présente contre les malfaçons. La position des rivets, exactement normale aux barres, a paru la condition essentielle pour le treillis ; et la rivure à froid a été préférée comme plus propre à la réaliser, parce qu'elle exige une correspondance rigoureuse des trous. Quant aux fers d'angle, ils ne sont pas rivés, mais soudés.

Les traverses ou poutrelles p, p, espacées de $1^m,89$ d'axe en axe, sont formées de rails de rebut, s'appuyant sur la plate-bande de chaque poutre par l'intermédiaire de deux contre-fiches, formées par les prolongements infléchis d'une sous-poutrelle. Celle-ci est formée aussi d'un rail rivé base à base contre la poutrelle; l'une et l'autre sont saisies par deux sabots en fonte, munis d'oreilles sur lesquelles sont boulonnées les longrines de la voie (fig. 4).

Les poutrelles ont, au delà des poutres, une saillie de $1^m,50$ qui supporte, suivant l'usage, un trottoir pour les piétons.

Les poutres sont contreventées : au niveau des poutrelles par un réseau, à très-grandes mailles, de barres plates; et au sommet, par des croix de Saint-André avec traverses.

Les longrines, en chêne bouilli dans l'huile, ont $0^m,14$ sur $0^m,36$. Un plancher en chêne, à claire voie, épais de $0^m,09$ est posé sur les poutrelles.

Les poutres ont leurs extrémités encadrées par des portiques en pierre de taille, de style gothique (fig. 3) et élevés de $8^m,25$. Ces portiques ne manquent

pas d'élégance, mais ils s'harmonisent assez mal avec l'ouvrage en treillis, dont la légèreté n'a pas besoin du contraste d'une construction massive.

Les portées sur les culées ont 4 mètres de longueur ; les extrémités des poutres sont emboîtées de chaque côté par un sabot en fonte, sans rouleaux de friction.

La dépense s'est élevée à 260,000 francs, non compris les culées et la valeur des rails utilisés pour le tablier.

1° Sous une charge de 125,000 kilogr., uniformément répartis sur les deux voies :

Les poutres extrêmes ont fléchi de $0^{m},012$.

Celle du milieu, de $0^{m},018$.

2° On a posé sur les rails, vers le milieu d'une des voies, des coins en fer de $0^{m},03$ d'épaisseur. Chaque essieu d'une machine et de son tender, circulant très-lentement, tombait successivement de cette hauteur.

Les flèches ont été :

Pour les poutres de rive, de $7^{mm},8$ à $8^{mm},1$;

Pour celle du milieu, $6^{mm},9$.

Elles ne diffèrent pas sensiblement de celles ($7^{mm},5$ à $8^{mm},1$ et $5^{mm},4$ à $6^{mm},0$) que produisait la même machine lancée sur la voie, sans aucun obstacle, à la vitesse de 48 kilom. à l'heure.

La faible influence d'un choc exercé dans ces conditions était du reste facile à prévoir. Le centre de gravité de la chaudière ne s'élevait pas sensiblement lorsqu'une des paires de roues gravissait l'obstacle. Les ressorts qui la pressaient se rectifiaient, et la chaudière restait immobile, quand les coins étaient atteints par les roues du milieu : elles s'élevait à un bout, en s'abaissant à l'autre, quand ils étaient déjà atteints par l'une des roues extrêmes. La masse choquante n'était donc en réalité que celle d'une paire de roues : seulement l'excès de pression des ressorts qui se débandaient lui communiquait un surcroît de vitesse équivalant à un certain surcroît de hauteur de chute, et dépendant essentiellement du degré de rigidité des ressorts. Il est facile de s'assurer que le travail mesurant un semblable choc était très-faible, et incapable d'exercer un effet sensible sur un système possédant une masse et une rigidité aussi grandes que celle du pont.

Deux trains formés de chacun trois locomotives avec leurs tenders, pesant en tout 181,500 kilogrammes, étaient lancés en sens contraire sur les deux voies à la vitesse de 48 kilomètres à l'heure, de telle sorte que leurs milieux se rencontrassent au milieu du pont.

Les flèches ont été :

Pour les poutres de rive : $18^{mm},9$ et $19^{mm},8$.

Pour celle du milieu, $29^{mm},1$, soit à très-peu près 50 p. 100 de plus.

L'oscillation horizontale n'a dépassé nulle part $6^{mm},9$, grâce à la solidarité parfaite établie par les contrevents supérieurs et inférieurs et à la roideur latérale qui en résulte.

Les vibrations n'étaient dit-on, pas plus prononcées que sur un remblai.

La flèche de fabrication fixée à $0^{m},09$ était réduite après la pose à $0^{m},045$, ce qui donne pour l'abaissement relatif au milieu 1/1555 de l'ouverture. »

4. Pont de Maëstricht. — Le pont en treillis jeté sur la Meuse, près Maëstricht, pour le passage de la ligne d'Aix-la-Chapelle, à Hasselt, est formé de six travées, deux de 30 mètres d'ouverture et quatre de $27^{m},50$; il est établi suivant une ligne brisée, de sorte que trois des piles ne sont pas parallèles aux autres. Le changement de direction se fait sur une pile culée centrale, à l'aplomb

de laquelle les poutres sont interrompues de manière à constituer deux poutres distinctes.

Le passage est à une voie, et l'écartement des poutres de rive est de $4^m,31$ d'axe en axe (figures 1 et 2, planche XXIII).

La voie repose sur des pièces de pont espacées de $2^m,728$ d'axe en axe, et ces pièces de pont sont contreventées longitudinalement par un double T placé en leur milieu et composé d'une âme de $0^m,27$ de hauteur et de $0^m,019$ d'épaisseur embrassée par quatre files de cornières ; cette pièce longitudinale repose sur les semelles basses des pièces de pont, comme celles-ci reposent sur les semelles basses des poutres de tête.

Les poutres de tête, de $3^m,05$ de hauteur comprennent : 1° deux semelles de $0^m,27$ sur $0^m,06$ d'épaisseur maxima ; 2° quatre files de cornières rivées aux semelles et embrassant entre elles l'âme en treillis ; 3° un treillis vertical composé avec des fers plats de $0^m,08$ sur $0^m,016$, croisés à angle droit et espacés de $0^m,322$ d'axe en axe.

Sur les piles, le treillis est renforcé par des lames plus larges comme on le voit sur l'élévation partielle de la poutre.

Le contreventement à la partie inférieure est obtenu au moyen de croix de Saint-André en fer plat de $0^m,08$ sur $0^m,012$.

On voit que l'assemblage des pièces de pont et des poutres de rive s'obtient au moyen de goussets triangulaires, encadrés par des cornières, et occupant toute la hauteur de la poutre de rive.

Chaque poutre est fixée sur une des piles et libre de se dilater sur les autres où elle est reçue par des rouleaux en fonte, moulée en coquille, lesquels ont $0^m,09$ de diamètre et $0^m,28$ de longueur ; ils reposent sur une plaque de fonte de $0^m,86$ de long, $0^m,59$ de large et $0^m,12$ d'épaisseur.

Le poids total du métal est de 578,923 kilogrammes par $193^m,50$ de longueur, soit 1,678 kilogrammes par mètre de tablier, et le prix de revient est de 1,073 fr. 85 pour la partie métallique seule.

Bien que les poutres soient à trois travées, on les a calculées comme si elles étaient coupées à l'aplomb des piles, et il en est résulté un excès de métal qu'on eût pu éviter.

5. Pont de Kehl sur le Rhin. — En parlant de l'exécution des travaux, nous avons décrit le système de fondation appliqué par MM. les ingénieurs Vuigner et Fleur Saint-Denis, à la construction du pont de Kehl sur le Rhin. Le tablier a été exécuté par les ingénieurs badois, et les figures 5 à 7 de la planche XXII en représentent la coupe transversale et les principaux détails.

Le pont se compose de trois travées fixes de 56 mètres d'ouverture, prolongées du côté de France et du côté d'Allemagne, par deux ponts tournants de 64 mètres de longueur totale.

Le tablier comprend trois poutres en treillis de 6 mètres de hauteur, de sorte qu'il forme deux tubes à jour, ayant une paroi commune, et dans chaque tube passe une voie. MM. Vuigner et Fleur-Saint-Denis, dans leur notice ont donné quelques détails sur la partie métallique :

Le tablier de chaque travée de la partie fixe est supporté par trois poutres en treillis de 6 mètres de hauteur, supportant des entretoises espacées de $1^m,18$.

La rigidité de l'âme de ces poutres est obtenue au moyen de nervures verticales composées de quatre cornières, qui s'appliquent par couples des deux côtés du treillis.

La distance de ces nervures augmente à partir de chaque pile en allant vers

le milieu de la travée, et leur section correspond en chaque point à l'effort théorique qu'elles ont à supporter.

Toutes les autres parties du pont, telles que les tables et les treillis, ont partout une section uniforme, afin d'éviter la difficulté d'exécution qu'eût entraînée l'emploi de sections différentes.

Dans le calcul des dimensions à donner aux poutres, on a fait abstraction de l'augmentation de résistance qui résulte de leur continuité sur les piles intermédiaires, et l'on a considéré chaque portée des poutres comme reposant librement sur deux points d'appui.

Par contre, on n'a pas eu égard à l'affaiblissement des sections causé par les trous des rivets.

La surcharge a été estimée à 1,700 kilogrammes par mètre courant de poutre de rive, et à 3,400 kilogrammes pour la poutre intermédiaire, ce qui correspond à des trains composés de locomotives. La charge permanente est d'environ 1,300 kilogrammes par chaque mètre de poutre de rive, et 2,600 kilogrammes pour la poutre intermédiaire.

Les pièces du treillis, les nervures verticales et les portions d'âme pleine servant à les relier aux deux tables ne doivent pas entrer dans la valeur du moment d'inertie ; la section résistante se réduit donc pour chaque poutre à deux sections rectangulaires, dont les centres de gravité sont à une distance de $5^{m},8$; la surface de l'une de ces sections est d'environ 36,000 millimètres carrés pour chacune des poutres de rive et de 66,000 pour la poutre intermédiaire. Il est donc facile de calculer les moments d'inertie.

Supposant la poutre de rive uniformément chargée de 1,700 + 1,300 kilogrammes par mètre courant, on sait que le moment fléchissant maximum X se produit au milieu de la portée et a pour valeur

$$\frac{1}{2} p l^2 \quad \text{soit} \quad \frac{1}{2} \cdot 3000.\overline{28}^2$$

d'autre part, si on applique la formule simple

$$R = X \frac{h}{2I},$$

dans laquelle il n'y a plus que R d'inconnu, on trouve immédiatement pour cette quantité une valeur de 6 kilogrammes par millimètre carré, limite admise dans la pratique.

La section de la poutre intermédiaire, étant double pour une charge double, travaillera à la même limite.

Le maximum de l'effort transmis au treillis a lieu près des piles ; il est de 18,776 kilogrammes et se répartit sur 10 barres ayant une section de $10 \times 160 \times 15$, ou 24,000 millimètres carrés, de sorte que le treillis travaille au plus à 5 kilogrammes par millimètre carré.

Les trois poutres principales, espacées de $4^{m},50$ d'axe en axe, sont réunies, à leur partie inférieure, par des entretoises qui sont fixées soit aux nervures verticales, à l'aide de goussets, soit directement aux tables inférieures par de petites cornières.

A l'extérieur des poutres de rive on a fixé de la même manière des consoles destinées à supporter les trottoirs.

Ces consoles laissent entre elles un intervalle double de celui des entretoises.

Les poutres étant ainsi reliées d'une manière rigide tous les 1m,18, on n'a pas jugé nécessaire de leur appliquer un contreventement diagonal.

A la partie supérieure des poutres on a établi des entretoises qui correspondent aux nervures verticales; elles sont formées de deux cornières renforcées par des contre-fiches et sont réunies entre elles par des croix de Saint-André horizontales en fer plat. Au droit des piles les entretoises sont renforcées par des feuilles de tôle.

Les entretoises servant de pièces de pont, calculées pour porter l'essieu moteur d'une locomotive (12,000 kilogrammes), travaillent à 5 kilogrammes par millimètre carré.

Le prix de revient de la partie métallique fixe s'est élevé à 920,445 francs, y compris 150,000 francs pour les portiques, clochetons et statues.

La manière dont on a calculé les poutres du pont de Kehl peut être soumise à de justes critiques; puisqu'on supposait dans le calcul toutes les poutres coupées sur les piles, il valait mieux les couper en réalité, car le moment fléchissant maximum d'une poutre à plusieurs travées solidaires peut se trouver précisément à l'aplomb des piles et non au milieu des travées. Cependant, le moment fléchissant maximum de la poutre supposée coupée, sera toujours plus élevé que celui de la poutre supposée libre. Le plus grand inconvénient de cette manière d'opérer est donc d'employer un excès de métal; il ne paraît pas d'une grande complication d'adopter pour les semelles des poutres un nombre variable de feuilles au lieu d'un nombre constant, et de proportionner en chaque point les sections aux efforts. La même observation s'applique aux barres des treillis: plusieurs modèles de barres ne doivent pas constituer une sujétion bien grave.

On pouvait donc, sans aucun danger, réaliser une certaine économie de métal dans la construction du pont de Kehl. On a sans doute considéré cette économie comme insignifiante pour un ouvrage d'une pareille importance, et l'on a préféré lui donner plus de massivcté, et par suite plus de résistance aux causes de destruction.

6. Pont sur le Rhin à Cologne. — Le pont en treillis construit sur le Rhin à Cologne, et dont la coupe transversale est indiquée par la figure 4 de la planche XXIII, se compose en réalité de deux ponts tubulaires en treillis placés l'un à côté de l'autre et livrant passage, l'un à un chemin de fer à deux voies, l'autre à une route.

En plan, les deux tubes occupent une largeur de 19m,20; l'espace libre entre les parois du tube portant le chemin de fer est de 7m,60, et entre les parois du tube-route, cet espace est de 8m,50, divisé en deux trottoirs de 1m,75 et une chaussée de 5 mètres.

Le pont est à quatre travées égales de 98m,40 d'ouverture; les culées et la pile centrale sont surmontées de tours carrées, imitées des anciens châteaux-forts. L'élévation d'une travée de rive (figure 3, planche XXIII), fait saisir nettement cette disposition.

Les piles en maçonnerie ont 6m,90 d'épaisseur pour 16m,70 de hauteur.

Les poutres en treillis sont simples pour le pont-route et doubles pour le pont-rail, c'est-à-dire que chaque poutre de tête y est formée de deux poutres égales, parallèles, placées à une certaine distance et reliées tous les 1m,50 par un treillis transversal; on constitue ainsi une caisse dont les deux parois verticales sont en treillis et divisées en cellules par des parois treillissées transversales.

Le contreventement à la partie supérieure est obtenu au moyen d'un treillis horizontal.

Ce système, quoique présentant des difficultés et une certaine complication d'assemblages, a été imité notamment en France pour le pont sur le Scorff, à Lorient.

L'exécution du double pont de Cologne a absorbé 5,000 tonnes de métal et 15 millions de francs pour une longueur totale de $415^m,40$.

7. Viaduc de la Vézeronce. — Le viaduc de la Vézeronce, construit pour le passage du chemin de fer de Lyon à Genève, et représenté en élévation et en coupe par les figures 5 et 6 de la planche XXIII, est formé de trois travées en tôle, l'une de 50 mètres et deux de $19^m,60$. Cette division inusitée était commandée par les fondations qu'il fallait asseoir sur le rocher.

Chaque voie est portée par deux poutres, et les deux systèmes accolés sont indépendants l'un de l'autre, sauf à la partie supérieure où les pièces de pont reposent à la fois sur les quatre poutres. L'écartement des poutres extrêmes d'axe en axe est de $6^m,50$, et dans chaque couple l'espacement des poutres d'axe en axe est de 3 mètres.

Leur hauteur est de 4 mètres, et la longueur totale de ces poutres continues est de $96^m,20$. D'une section uniforme et symétrique, elles sont formées de deux semelles horizontales, composées chacune de trois feuilles de tôle de $0^m,015$ d'épaisseur et de $0^m,45$ de largeur; la paroi qui relie ces deux semelles est un treillis à mailles de $1^m,10$ d'écartement normal, formé, pour les tiges travaillant par traction, d'un fer méplat de $0^m,15$ sur $0^m,018$ et, pour les tiges travaillant par compression, de deux fers à T de $\frac{158.100}{12}$; le fer méplat est embrassé entre les quatre files de cornières horizontales qui règnent à l'intérieur des semelles; les fers à T, au contraire, embrassent en haut et en bas les branches verticales de ces cornières, sur lesquelles elles sont rivées, et sont rivées en outre sur les fers méplats à tous leurs points de rencontre. (Voir les figures 7), donnant les détails du treillis.)

En outre, les deux poutres d'une même voie sont reliées par des croix de Saint-André verticales, placées à $5^m,58$ de distance d'axe en axe, et contreventées horizontalement à la partie inférieure par des pièces obliques.

Les traverses horizontales destinées à supporter les longrines, sur lesquelles reposent les rails en Ω, ont une hauteur de $0^m,26$ et sont placées sur la platebande supérieure des poutres, à $0^m,93$ d'axe en axe.

Afin de permettre aux effets de dilatation et de contraction occasionnés par les changements de température de se produire sans danger, chaque poutre repose sur les piles et sur l'une des culées par l'intermédiaire de rouleaux de friction.

Une corniche, surmontée d'un parapet en fonte de 1 mètre de hauteur, forme le complément de la partie métallique du viaduc.

Dans aucune de ces pièces, le fer ne travaillerait à plus de $5^k,65$ par millimètre carré, avec une surcharge accidentelle de 8,000 kilogrammes par mètre courant de travée complète.

Le prix du mètre courant de tablier à double voie est revenu à 3,404 fr. 52; et le mètre superficiel d'élévation, vides et pleins confondus, est revenu à 130 francs environ. (Renseignements extraits du portefeuille de l'École des ponts et chaussées.)

9. **Pont d'Argenteuil.** — Le pont d'Argenteuil, représenté par les figures de la planche XXIV, livre passage à la double voie du chemin de fer de Paris à Dieppe par Pontoise. Il comprend trois travées de 40 mètres d'ouver-

ture et deux travées de 30 mètres, et la longueur totale du tablier est de 198 mètres.

Nous ne reviendrons pas sur les fondations tubulaires dont nous avons donné tous les détails dans le *Traité de l'exécution des travaux*, et nous ne nous occuperons que du tablier.

Ce tablier est formé de deux poutres en treillis de 3m,40 de hauteur, espacées de 8m,80 et réunies par des pièces de pont horizontales et contreventées par un système de croisillons en fer placés à la partie inférieure.

Ce tablier est supporté par deux culées en maçonnerie et par quatre piles en fonte remplies de béton.

Les poutres sont en forme de double T et composées de la manière suivante :

1° Deux plates-bandes horizontales, haute et basse, formées chacune de deux feuilles de tôle de 0m,012 rivées ensemble. Celles du haut sont consolidées par un double rang de cornières extérieures. Les unes et les autres au droit des piles sont renforcées par l'addition de trois épaisseurs de tôle de 0m,012.

2° Une âme, composée elle-même de trois parties principales; deux plates-bandes, fixées aux semelles par des cornières, et des croisillons formés de fers méplats de 0m,160 de largeur et dont l'épaisseur varie entre 0m,016 et 0m,022, suivant leurs distances aux points d'appui. Au droit des piles et culées, cette âme est pleine.

3° Des montants espacés de 2m,90 et placés au droit des pièces de pont. Ils embrassent les croisillons au moyen de deux paires de cornières.

Le tablier proprement dit comprend :

1° Les pièces de pont en forme de double T de 0m,85 de hauteur;

2° Les longrines placées au-dessous des rails, assemblées avec les pièces de pont au moyen de cornières et de goussets;

3° Les traversines partageant avec les pièces précédentes le fardeau du plancher qui repose sur elles par l'intermédiaire de fourrures en bois;

4° Les fers méplats et les fers à T formant un système général de contreventement dans le plan horizontal inférieur du tablier.

Ces différentes pièces sont réunies entre elles, à leur point de rencontre, par des plaques octogones rivées.

Toutes les parties de ce tablier ont été calculées de manière que, nulle part, le fer ne travaille à plus de 6 kilogrammes par millimètre carré de section sous l'influence de la surcharge dans les différentes positions qu'elle peut occuper. Dans ces calculs, on a supposé exceptionnellement une surcharge de 4,500 kilogrammes par mètre courant de voie, soit 9,000 kilogrammes par mètre courant de tablier.

Le poids du tablier en fer est de 799,200 kilogrammes, soit 4,036 kilogrammes par mètre courant, et il est distribué de la manière suivante entre les principales parties du tablier :

2	poutres de rive, ensemble	402,519	kilog.
73	pièces de pont	225,209	—
296	longerons	83,257	—
	Contreventements	29,842	—
3280	boulons d'attache du plancher	2,894	—

Le cube des bois du plancher est de 198 mètres. Ce plancher, la oiee et le ballast pèsent ensemble 2,000 kilogrammes par mètre courant; on a donc

admis, dans les calculs, 6,000 kilogrammes pour le poids permanent par mètre courant de tablier et 15,000 kilogrammes pour le poids avec surcharge.

Le plus grand moment de rupture sur les appuis a été trouvé de 2,321,411 kilogrammètres sur la deuxième ou la troisième pile quand les deux travées adjacentes sont seules chargées. Le plus grand moment de rupture sur les travées est de 1,441,866 kilogrammètres au milieu de la deuxième ou de la quatrième travée seule chargée. Le plus grand effort tranchant est 324,527 kilogrammes sur la deuxième ou la troisième pile, quand les deux travées adjacentes sont seules chargées.

Le tablier porte sur ses appuis par l'intermédiaire de rouleaux et de coins de calage. L'ensemble de ces appareils forme un chariot composé des parties suivantes :

1° Une plaque de roulement inférieure en fonte scellée sur la maçonnerie de pierre de taille;

2° Dix rouleaux en fonte tournée de $0^{m},15$ de diamètre; les tourillons engagés dans des barres parallèles les maintiennent à une distance constante;

3° Cinq plaques de roulement et de calage, portant chacune sur deux rouleaux, présentant intérieurement un plan incliné sur lequel se meut le coin;

4° Cinq coins de calage;

5° Cinq plaques supérieures de calage, munies en dessous, aux quatre angles, de saillies qui les empêchent de se déplacer horizontalement quand on manœuvre les coins; le tablier repose sur leur face supérieure.

Ces chariots sont supprimés sur la deuxième pile, qui est par conséquent le point de départ des allongements et raccourcissements du tablier.

Le tablier a été éprouvé les 25, 26 et 29 juin 1863. Les épreuves statiques ont été faites, pour plus de rapidité, avec des machines à marchandises dont le poids était réglé de telle façon que, mises bout à bout à la suite l'une de l'autre en nombre suffisant, elles donnaient la charge réglementaire de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie.

On a ainsi chargé successivement chaque travée, d'abord sur une voie, puis sur les deux ensemble; les charges ont été laissées pendant deux heures après que les flèches avaient cessé de croître. Voici les principaux résultats constatés :

Flèche maxima quand une seule voie était chargée, 21 millimètres dans la deuxième travée;

Flèche maxima quand les deux voies étaient chargées, 27 millimètres dans la deuxième travée.

Toutes les flèches ont disparu aussitôt après le déchargement, c'est-à-dire après le départ des machines, et aucune n'a persisté.

Le chargement général du viaduc a eu lieu au moyen de deux trains composés chacun de vingt-quatre wagons chargés de ballast et attelés de deux machines avec tender. Ce chargement ne répondait guère qu'à une surcharge moitié de celle réglementaire; mais il représentait le plus grand effort que peut avoir à supporter le viaduc pendant l'exploitation, à savoir le stationnement simultané de deux trains de marchandises couvrant toute la longueur du viaduc. La plus grande flèche a été de 8 millimètres dans les travées de rive qui portaient les machines, et de 6 millimètres dans les travées intermédiaires qui ne portaient que des wagons. Les flèches ont encore complétement disparu aussitôt après le départ de la surcharge.

Les épreuves roulantes ont été faites :

1° A la vitesse de 35 kilomètres à l'heure, au moyen de deux trains composés chacun de deux machines pesant chacune, avec leur tender, 53 tonnes, et remorquant six wagons, pesant chacun 14 tonnes avec leur chargement;

2° A la vitesse de 54 kilomètres à l'heure, au moyen de deux trains composés chacun de deux machines, pesant ensemble 73 tonnes et remorquant six wagons pesant chacun 7 tonnes avec leur chargement.

Les trains ont marché d'abord sur chaque voie isolément, puis sur les deux voies dans le même sens, puis sur les deux voies en sens contraire, de manière à se rencontrer sur la travée du milieu.

RÉSULTATS

VITESSE DE 35 KILOMÈTRES

Flèche maxima.. { 12 millimètres quand une seule voie était chargée.
17 millimètres quand les deux voies étaient chargées en même temps et la marche dans le même sens.
12 millimètres quand les deux voies étaient chargées ensemble et la marche en sens opposé.

VITESSE DE 54 KILOMÈTRES

Flèche maxima. { 17 millimètres pour la marche dans le même sens et sur les deux voies ensemble.
13 millimètres pour la marche en sens opposé sur les deux voies ensemble.

Ces flèches ont toujours disparu aussitôt après le passage des trains.

Ajoutons, d'ailleurs, que pendant toutes ces épreuves, ni les culées, ni les piles n'ont éprouvé le plus léger tassement.

DÉPENSES

LES PRINCIPAUX PRIX DES OUVRAGES ÉTAIENT :

Fonçage d'un mètre courant de colonne compté à partir de l'étiage. . . .	700.00
Coulage de béton à l'air comprimé (fournit. non comprise), le mètre cube.	15.00
Coulage de béton sans air comprimé, le mètre cube.	3.50
Fonte pour anneaux et chapitaux mis en place, y compris deux couches de minium, le kilog.	0.31
Fonte pour chariots de roulement et appareils de frictions rabotée et ajustée, mise en place.	0.60
Fer pour boulons d'assemblage.	0.90
Fer et tôle pour le tablier mis en place, y compris deux couches de minium, le kilogramme.	0.545
Bois de chêne pour le plancher mis en place, le mètre cube.	145.00
Ciment de Portland pour béton, le kilogramme	0.085
Béton de ciment de Portland, fourniture et fabrication seulement, mais coulage non compris :	
1° Dans la chambre de travail.	33.10
2° Dans le reste de la colonne.	30.15
La dépense totale de la construction du viaduc a été d'environ.	1.300.000 fr.

Ce qui donne une dépense de :

1° 6.435 fr. par mètre courant de viaduc ;

2° 375 fr. par mètre carré d'élévation au-dessus de l'étiage, fondations non comprises.

9. **Pont de Mezzana-Corti, sur le Pô.** — Le pont de Mezzana-Corti, construit par M. Gouin sur le Pô, pour le passage de la ligne de Voghera à Pavie, et représenté en coupe transversale par les figures 1 de la planche XXVII, est une poutre tubulaire à treillis de 763^m,05 de longueur totale, qui se décompose comme il suit :

10 travées de 72^m,50.	725.00 mètres.
8 piles ordinaires de 3^m,60 de large. . . .	28.80 —
1 pile centrale de 4^m,60.	4.60 —
2 portées de 2^m,325 sur les culées.	4.65 —
TOTAL ÉGAL. . . .	763,05 mètres.

La double voie ferrée, placée à la partie basse du tube, est posée sur des longrines, posées elles-mêmes sur des longerons en double T, qui s'assemblent avec des pièces de pont, aussi en double T, espacées de 3 mètres d'axe en axe; ces pièces de pont sont rivées sur les semelles basses des poutres de rive et sont consolidées, à la partie inférieure, par des fers à simple T formant croix de Saint-André.

A chaque pièce de pont correspond, au sommet des poutres de rive, une poutre transversale, et ces poutres transversales reçoivent le tablier en bois d'une chaussée ordinaire pour les voitures; cette chaussée, de 7^m,10 de large, est flanquée de deux trottoirs de 1^m,20. On a donc deux ponts superposés au lieu de deux ponts accolés, comme on l'a fait quelquefois.

Les poutres de rive sont doubles, c'est-à-dire qu'elles forment de hauts caissons dont les parois verticales en treillis sont espacées de 0^m,60 d'axe en axe : les semelles en feuilles de tôle ont 1^m,20 de large, elles sont réunies par des files horizontales de cornières à deux tôles verticales pleines de 0^m,60 de hauteur, et l'intervalle de 6^m,30, qui reste entre ces deux tôles, est occupé par le treillis.

La hauteur maxima des poutres de rive est de 7^m,50.

Aux pièces de pont correspondent, dans les caissons de rive, des parois verticales en treillis qui divisent en cellules le caisson de rive et s'opposent au voilement de ses parois.

En réalité, le tablier est coupé sur la pile centrale, de sorte que la longueur totale est franchie au moyen de deux poutres égales, comprenant chacune cinq travées solidaires.

Le poids total du fer employé à la confection du tablier est de 5,280,900 kilogrammes, et celui de la fonte 235,400 kilogrammes, soit 7,230 kilogrammes de métal par mètre courant.

10. **Pont de Bordeaux.** — Le pont de Bordeaux est décrit avec ses moindres détails dans le remarquable *Traité des ponts métalliques* de M. l'ingénieur Paul Regnauld.

Nous ne pouvons en donner ici qu'un aperçu général :

Établi sur des fondations tubulaires profondément descendues dans le lit sableux de la Garonne, il se compose de :

5 travées de 77^m,06 d'axe en axe des piles, plus 2 travées de rive de 57^m,36,

Ce qui porte sa longueur totale à 500 mètres, et même à 629^m,11 avec le viaduc de Paludate qui lui fait immédiatement suite.

Nous empruntons au Mémoire de M. l'ingénieur Paul Regnauld les figures 1 et 2 de la planche XXV représentant la coupe en travers et l'élévation partielle de la poutre métallique.

C'est une poutre tubulaire avec parois à jour; les deux parois verticales sont des poutres en treillis.

Chacune de ces poutres en treillis, dit M. Regnauld, équivaut à un coffre de 56 centimètres de largeur. Elle présente une résistance considérable dans les deux sens. Elle est formée de croix de Saint-André en pièces double T de 17,000 à 24,000 millimètres carré de section, encadrées par des montants verticaux de 14,800 millimètres carrés, lesquels sont destinés à recevoir les pièces de pont et à former avec ces pièces et le contreventement supérieur des cadres d'une rigidité complète.

L'ensemble des croisillons et des montants verticaux est réuni haut et bas par des moises doubles formées de tôles de 850 millimètres de hauteur et de 12 millimètres d'épaisseur, attachées elles-mêmes par des doubles cornières sur les tôles horizontales inférieures et supérieures.

Les pièces de ponts sont des doubles T, avec une âme pleine de 0,01, quatre cornières de $\frac{100.100}{10}$ et une semelle inférieure de 350 millimètres de largeur qui ne règne que sur trois mètres à la partie médiane. A chaque montant correspond une pièce de pont qui s'assemble par gousset et cornière avec la tôle verticale et le montant de la poutre de rive.

Des longerons placés sous chaque rail relient entre elles les pièces de pont.

Le contreventement supérieur se compose de poutres en double T assemblées par gousset et cornières au droit des montants des poutres de rive; les pièces de ponts forment elles-mêmes le contreventement inférieur et sont reliées par un simple fer plat de $\frac{180}{10}$.

A l'aplomb des piles, toutes les âmes sont pleines, les montants et les contreventements sont doublés.

A la partie inférieure de la poutre d'aval, on a rivé en porte à faux, des consoles de $2^{m},00$ de saillie, fixées en face de chacun des montants verticaux de la poutre de rive et supportant un tablier en bois, de manière à constituer une passerelle pour piétons (fig. 3).

Chaque console dont la section est un double T comprenant une âme pleine et deux cornières, a un profil triangulaire d'égale résistance et s'assemble à son extrémité supérieure sur l'âme d'un double T longitudinal sur lequel on boulonne un garde-corps en fonte. Le calcul des dimensions à donner aux pièces de la console est bien facile : il suffit de considérer cette console comme un solide libre à un bout et encastré à l'autre dans la poutre de rive, et d'appliquer à ce solide une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de la partie du tablier qui lui revient.

Les épreuves ont été exécutées conformément aux prescriptions de la circulaire du 26 février 1858; sans entrer dans le détail de ces épreuves, que l'on trouvera dans le mémoire de M. Regnauld, nous nous contenterons de reproduire son résumé :

« Le pont de Bordeaux a subi toutes les épreuves prescrites, sans que son élasticité en ait été altérée; sous le poids mort, couvrant toutes les voies, les travées extrêmes, dont l'ouverture est de $57^{m},36$, ont pris une flèche de 17 millimètres,

et les travées intermédiaires, dont l'ouverture est de 77^{m},06, une flèche de 22 millimètres.

Dans les épreuves par travées isolées, la flèche a été, pour les premières, de 24 millimètres au maximum, et pour les autres de 34 à 42 millimètres.

Sous le poids roulant, les flèches ont été de 15 à 20 millimètres pour les travées extrêmes et intermédiaires respectivement, au passage d'un seul convoi. Elles se sont élevées à 22 et 31 millimètres au passage simultané de deux convois.

Ces deux résultats paraissent très-satisfaisants si on les compare à ceux obtenus sur les ponts que nous avons construits sur la ligne de Cette.

Ainsi, au pont d'Aiguillon, sur le Lot, où il y a quatre poutres et dont les travées extrêmes ont 44 mètres d'ouverture et l'intermédiaire 68 mètres seulement, la flèche prise par celle-ci a été de 21 millimètres sous la charge (poids mort), le pont étant entièrement couvert, et de 32 millimètres lorsque seule elle a été chargée. Au poids roulant, la flèche maximum a atteint 33 millimètres. Ce sont à peu près les mêmes chiffres qu'à Bordeaux bien que la portée fût moins grande.

Au pont de Langon, sur la Garonne, où les travées ont 67 et 77 mètres d'ouverture, l'abaissement pris par le tablier sous la charge morte a été de 55 millimètres lorsqu'elle couvrait tout le pont, et de 50 à 56 millimètres lorsque les travées étaient chargées isolément. Sous le poids roulant, les flèches ont été de 33 millimètres pour les travées extrêmes et de 44 millimètres pour les intermédiaires, au passage de deux convois de front.

Le tablier métallique du pont de Bordeaux a coûté 1,950,145 francs, pour 505^{m},694 de longueur, soit une somme de 3,856 fr. 36 par mètre courant de double voie. Le poids total est de 2,948,945 kilogrammes, soit 5,832 kilog. par mètre courant.

11. Pont de Dirschau. Le pont de Dirschau construit par la Prusse sur la Vistule a une longueur de 820^{m},75 et se compose de six travées de 128^{m},65 d'ouverture. On voit que ce sont des portées comparables à celles du pont de Britannia.

Cet ouvrage est représenté en coupe transversale par la figure 2 de la planche XXVII; il ne donne passage qu'à une voie ferrée et la largeur entre les axes des poutres de rive est de 6^{m},559. Ces poutres de rive ont une hauteur totale de 11^{m},69; elles sont formées d'une âme en treillis à petites mailles de 8^{m},48 de hauteur, terminée par des semelles haute et basse, composées avec des feuilles de tôle horizontales et verticales et avec des files horizontales de cornières. Chaque semelle est elle-même comme une sorte de poutre de forme particulière dont la coupe fait saisir la disposition.

Entre les deux feuilles horizontales, espacées de 1^{m},32 qui constituent la semelle basse, sont logées les pièces de ponts, treillis ordinaire de 7^{m},888 de longueur; ces pièces de pont font saillie en dehors des poutres de rive et supportent en encorbellement des passerelles de 1^{m},23 de large destinées aux piétons.

Le contreventement supérieur est formé de fers plats et de cornières qui se rivent les uns aux autres à leurs points de rencontre, et qui sont moisés horizontalement.

Le pont de Dirschau livre passage aux véhicules ordinaires dans l'intervalle du passage des trains.

3° POUTRES DROITES A SUPPORTS MÉTALLIQUES

1. Viaducs sur le Levent et le Kent. Les viaducs de Levent et de Kent ont été établis pour le passage de la ligne ferrée d'Ulverstone à Lancastre à travers la

baie de Morecombe. C'est une baie où le jeu des marées a accumulé le sable sur une hauteur considérable ; on ne pouvait songer à établir des piles en maçonnerie et on eut recours à des palées métalliques espacées de $9^m,15$ d'axe en axe. Ces palées supportent deux poutres longitudinales à l'aplomb desquelles on trouve les rails de la simple voie, et deux poutres de rive beaucoup plus légères.

Chaque palée est formée de cinq pieux creux en fonte de $2^m,25$ de diamètre extérieur et de 18 millimètres d'épaisseur.

Chaque pieu est muni à sa base d'un disque horizontal de $0^m,63$ de diamètre, portant six nervures verticales inférieures qui s'enfoncent dans le sable. Au centre du disque débouche un tube vertical en fer par lequel on fait arriver un violent jet d'eau comprimée ; celle-ci désagrége le sable et le force à remonter entre les bords du disque, qui descend peu à peu et s'enfonce dans le sable. On s'est arrêté à un enfoncement moyen de 6 mètres. Les pieux, composés avec des morceaux d'environ 3 mètres de longueur, sont réunis entre eux par des contreventements et des moises.

Ce mode curieux de fondation dans le sable par l'emploi de l'eau comprimée, qui entraîne le sable et laisse descendre à sa place, soit un tube, soit un caisson, a dans ces derniers temps été appliqué sur une très-vaste échelle aux fondations du pont de Saint-Louis sur le Mississipi. (Malézieux, mission en Amérique.)

2. Viaduc de Paludate, à Bordeaux. — Comme nous l'avons dit plus haut, le viaduc de Paludate fait suite au grand pont de Bordeaux; il est sur la rive gauche de la Garonne, immédiatement avant la gare Saint-Jean.

M. l'ingénieur Paul Regnauld l'a décrit avec le plus grand soin dans un mémoire inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1869. Les figures 4 et 5, pl. XXV, donnant l'élévation et la coupe en travers de cet ouvrage sont extraites de ce mémoire.

Le tablier est composé de six poutres longitudinales, savoir :

Deux poutres de rive supportant simplement le garde-corps et le plancher ;

Quatre poutres principales placées chacune à l'aplomb d'un rail.

La largeur entre les garde-corps est de $8^m,18$ et la longueur totale du tablier $129^m,11$.

Les travées sont d'ouverture variable à cause des diverses voies dont il fallait ménager le passage en dessous, mais quinze de ces travées sur dix-neuf ont $7^m,20$ d'ouverture.

Les poutres longitudinales du tablier sont des double T, formés d'une âme pleine, de deux semelles et de quatre cornières, contreventées par des entretoises en fer à simple T et par des diagonales en fer plat.

Le tablier est reçu à l'aplomb de chaque palée par une poutre ou sommier transversal couronnant les cinq pieux de la palée.

Pour constituer ces pieux, on a renoncé à la fonte comme n'offrant pas assez de garantie, et on a eu recours à deux rails Barlow accolés par leur base et rivés l'un à l'autre avec deux petites fourrures en fer plat. Ces supports reposent sur une fondation en maçonnerie et sont ornés à leur base d'un socle en fonte. Les supports de rive portent en outre un chapiteau également en fonte.

On remarquera que chaque voie est à cheval sur un poteau ; cette disposition a pour but de conserver aux poutres sous rails et par suite à la voie une certaine élasticité.

Les fondations de cet ouvrage sont établies sur le sol naturel et la pression transmise est de $0^k,71$ par centimètre carré, ce qui correspond à peu près à la

pression du terrain enlevé par la fouille, et ce qui est trois fois moindre que la pression transmise ordinairement par un pavé au sol qui le supporte.

Les dés en pierre, recevant la base des colonnes, sont soumis à une charge de $2^k,93$ par centimètre carré.

Le viaduc de Paludate a absorbé 245,027 kilogrammes de fer et 30,278 kilogrammes de fonte, soit 2,133 kilogrammes de métal par mètre courant.

Le tablier continu, d'une longueur d'environ 130 mètres, obéit exactement à la dilatation théorique du fer ; ses extrémités sont libres et l'amplitude maxima de leur mouvement total est de $0^m,08$. Le tablier se comporte, pour ainsi dire, comme une seule pièce ; il entraîne les palées dans ses mouvements.

La partie métallique seule a coûté 1,327 fr. 35 par mètre courant du viaduc.

8. Viaduc Daumesnil. — Le viaduc Daumesnil a été construit par M. l'ingénieur Malézieux pour le passage du chemin de fer de ceinture de Paris, sur l'avenue Daumesnil qui relie la place de la Bastille au bois de Vincennes. Il se compose de poutres droites reposant sur deux culées et sur deux files de colonnes en fonte ; comme on tenait surtout à l'effet architectural et qu'on ne pouvait employer des arcs à cause de leur poussée dangereuse, on fit quelque chose d'analogue aux poutres du pont de Billancourt. Les poutres en tôle, à section de double T, ont leur semelle supérieure horizontale, mais leur semelle inférieure affecte un profil en arc concave vers le sol qui, à l'aplomb des files de colonnes, se raccorde par un arc convexe avec une petite portée horizontale.

On trouvera les détails et les calculs de cet ouvrage élégant dans le mémoire de M. Malézieux, inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1867. Nous nous contenterons de reproduire ici la courte notice jointe au modèle présenté à l'Exposition de 1867 :

« Le programme prescrivait de placer les culées à l'alignement de l'avenue et de n'avoir que deux points d'appui intermédiaires, sur des colonnes placées en prolongement de deux lignes d'arbres que sépare un intervalle de 17 mètres. Il fallait, de plus, que le viaduc ne masquât pas la vue et ne déparât pas une grande voie fréquentée, à certaines époques de l'année, par la population la plus élégante de Paris. Mais trois circonstances locales rendaient cette condition d'aspect difficile à remplir : la hauteur du passage libre ne pouvait être que très-faible par rapport à sa largeur ; le viaduc devait être placé au point le plus bas de l'avenue, au pied de deux rampes qui aboutissent l'une au bois de Vincennes, l'autre à la place Daumesnil ; enfin, l'avenue et le chemin de fer se coupaient obliquement, sous un angle de 78°56′.

« Deux autres données devaient être prises en considération dans l'établissement d'un pont sur colonnes : la voie de fer présentait une courbe de 1,000 mètres de rayon et une pente de $6^{mm},4$, succédant, presque en cet endroit même, à une pente de $8^{mm},9$. Un palier fut créé au-dessus du niveau du viaduc. Il y eut, par suite, $7^m,37$ de différence de niveau entre le rail intérieur des deux voies et le sol de l'avenue sur l'axe de la chaussée centrale.

« L'idée d'un tablier en poutres de tôle se présentait naturellement. Mais les ponts en poutres droites, même avec treillis, sont généralement lourds et laids surtout quand la hauteur du passage libre est faible par rapport à sa largeur et par rapport à la hauteur des poutres. D'autre part, de minces colonnes n'eussent pas facilement supporté les poussées produites par des arcs métalliques. On chercha à concilier la simplicité de construction, la solidité, l'économie des poutres droites avec la grâce des poutres en arcs. Dans ce but, on substitua aux poutres droites des poutres profilées inférieurement suivant une série de

courbes et de contre-courbes qui n'en altèrent pas la continuité. Trois arcs de cercle correspondent aux trois travées du viaduc; quatre renflements, dont la concavité est tournée vers le haut, correspondent aux points d'appui des colonnes et des culées.

« Les poutres étant ainsi améliorées dans leur forme générale, on a décoré celles de rive en y appliquant une corniche et des pilastres en fonte. Ces pilastres ont, d'ailleurs, l'avantage d'accuser le mode de construction et de fonctionnement réel des poutres.

« Au lieu d'un garde-corps à lisse continue, on a établi au-dessus des poutres de rive une crête en fonte à jour, d'un dessin très-orné, suffisante pour protéger la circulation des garde-lignes, mais rappelant par sa forme le couronnement des grilles de parc. Au centre figure l'écusson de la ville de Paris.

« Le viaduc se termine par des murs en aile à base circulaire qui l'encadrent et lui donnent une grande unité de dessin. Des grilles semblables à celles du bois de Vincennes prolongent le parement des culées suivant l'alignement de l'avenue.

« Il y a trois poutres et conséquemment six colonnes. Les deux files de colonnes ont été naturellement dirigées parallèlement à l'axe de l'avenue. Par une considération d'aspect et malgré le biais, on a donné la même direction aux pièces de pont. Sur ces pièces de pont s'appliquent des entretoises disposées en triangles, puis quatre longrines en bois de chêne qui supportent des rails à patin du système Vignole.

« Les intervalles de ces longrines et des poutres de rive sont occupés par des plaques de fonte qui recueillent les eaux pluviales et les conduisent aux deux extrémités du viaduc. On a, d'ailleurs, recouvert ces plaques de ballast pour augmenter la stabilité de l'ouvrage, diminuer le bruit et la trépidation.

« On a peint en couleur de bronze à l'huile électro-magnétique les colonnes, le garde-corps et les parties saillantes des poutres de rive.

« Vu d'une certaine distance, le viaduc de l'avenue Daumesnil semble n'être qu'un portique à arcades donnant entrée au bois de Vincennes. »

4. Viaduc de Crumlin. — Le viaduc de Crumlin a été le premier grand exemple des piles en charpente métallique, construites par analogie avec les grandes palées en bois de certains viaducs américains.

Il livre passage au chemin de fer de Newport à Hereford, au-dessus de la vallée encaissée de Crumlin, large de 550 mètres et profonde de 76 mètres. Dans cette vallée descendent une route, un chemin de fer et un canal, et sont établies d'importantes usines; il ne fallait donc l'encombrer ni par un remblai ni par des piles en maçonnerie. Des piles en charpente métallique ont résolu le problème.

Elles supportent des travées de $45^{m},75$ d'ouverture, franchies avec quatre poutres dont les âmes sont évidées dans le système triangulaire, dont nous avons étudié la théorie et que nous avons considéré comme le générateur du treillis.

Les piles métalliques sont formées de faisceaux de colonnes creuses, réunies par des entretoises et des tirants en fer. Ces colonnes ne sont pas continues sur toute la hauteur, mais disposées par étages de $5^{m},185$; elles ont $0^{m},305$ de diamètre extérieur; elles sont creuses et leur épaisseur croissant de la base au sommet est en moyenne de $0^{m},025$. Les diverses parties d'une même colonne s'assemblent et se boulonnent au moyen de nervures et les abouts s'appliquent bien exactement l'un sur l'autre. Le pied des colonnes repose par une large base sur un socle en maçonnerie de granite.

Sous chaque poutre et dans sa direction longitudinale on a placé trois colonnes par pile ; de sorte que chaque pile est formée par douze colonnes formant comme trois palées simples parallèles. Pour donner de la stabilité transversale à l'ensemble et pour s'opposer à la poussée des vents, on a placé, en guise d'avant et d'arrière-becs, deux colonnes en contrefiches plus inclinées que les autres, ce qui porte à quatorze le nombre des supports par pile.

A la base, la largeur de la pile est de $6^m,405$ entre les axes des palées extrêmes et sa longueur de $13^m,88$ entre les axes des deux colonnes formant contrefiches.

Au couronnement sous les poutres, les colonnes occupent un rectangle de $4^m,8$ sur $7^m,32$, et cela correspond à une hauteur de $60^m,425$.

Ce monument, malgré sa hardiesse, produit un médiocre effet en perspective, les diverses colonnes, bien qu'inclinées sur la verticale, ne concourent pas au même point de l'espace, et comme l'observateur les aperçoit presque toujours toutes à la fois, elles ne se trouvent point deux à deux dans le même plan, constituent à l'œil des surfaces gauches d'aspect désagréable et inspirent en outre des craintes sur la stabilité.

5. Viaduc de Fribourg, sur la Sarine. — Ce viaduc, représenté par les figures 1 à 6 de la planche XXVI, a été construit de 1858 à 1860 par l'usine du Creusot. Il est imité du viaduc de Crumlin et présente le même défaut de perspective, en ce sens que les colonnes en fonte ne concourent pas en un même point de l'espace ; ce qu'il y a de plus regrettable, c'est qu'il y avait peu de chose à faire pour réaliser cette condition du concours des lignes principales, et pour l'observateur cette faute paraît, mais à tort, être un simple défaut de construction.

Les contrefiches latérales, qui existaient au viaduc de Crumlin et qui étaient destinées à diminuer l'amplitude et le danger des oscillations horizontales imprimées par le vent, ont disparu : M. Nordling pense qu'elles étaient du reste peu efficaces.

Le contreventement des colonnes d'une pile est obtenu à l'intérieur de la pile par des croix de Saint-André ; mais, sur toute la paroi extérieure, les cadres entre les colonnes sont remplies par un petit treillis serré, qui nuit beaucoup à la perspective et à la légèreté apparente de l'ouvrage et qui de plus ne présente qu'une médiocre résistance.

Dans le catalogue descriptif des modèles conservés à l'École des ponts et chaussées, M. l'ingénieur en chef Baron a donné la description suivante du viaduc de Fribourg :

« Ce viaduc dessert le chemin de fer de Lausanne à Fribourg et à la frontière bernoise ; il comprend sept travées métalliques reposant sur deux culées et six piles, distantes de $48^m,80$ d'axe en axe et composées d'un corps supérieur en métal reposant sur une partie inférieure en maçonnerie.

Longueur entre le nu des culées					328.84
Longueur totale des poutres					333.72
Largeur entre les garde-corps					7.77
Hauteur des poutres					4.00
PILES	PARTIE MÉTALLIQUE.	hauteur au-dessus du socle			44.00
		dimensions	au sommet	6.27 sur	4.18
			à la base	10.00 sur	6.20
	DIMENSIONS DE LA PARTIE EN MAÇONNERIE	hauteur maxima			36.00
		au sommet		11.60 sur	7.80
		au socle		13.20 sur	8.60
		au socle, saillie comprise		14.20 sur	9.60

« Le tablier métallique est constitué par quatre poutres reliées entre elles de façon à former une seule pièce régnant d'une manière continue d'une culée à l'autre. Chaque poutre est composée d'un longeron supérieur et d'un longeron inférieur maintenus à distance par une série de montants verticaux et contreventés par une paroi en treillis. Les longerons, en forme de T, ont une âme de $0^m,36$ de hauteur, reliée par deux cornières à une table horizontale de $0^m,50$ de largeur et de $0^m,038$ d'épaisseur, formée de quatre feuilles de tôle; les montants sont espacés de manière à former neuf rectangles dans chaque travée, dont quatre de $4^m,20$ auprès des piles, et cinq de $5^m,60$ dans la partie centrale; le treillis se compose moitié de fers plats résistant à la traction et moitié de fers à côtes résistant à la compression; ils ont $0^m,175$ de largeur et sont espacés de 1 mètre environ. A l'aplomb des piles, les montants sont distants de $2^m,09$ et très-notablement renforcés.

« Les poutres sont contreventées :

« 1° Par les pièces de pont ou traversines en fer qui supportent le plancher et les rails et sont espacées de $1^m,40$;

« 2° Par deux entretoises horizontales placées au droit de chaque montant : l'une, à mi-hauteur des poutres, est en fer à côtes; l'autre, inférieure, est en fer à T;

« 3° Par des croix de Saint-André, en fer, à côtes et à T, placées dans cinq des six rectangles formés par les poutres entretoisées, le rectangle central inférieur ayant été réservé pour servir de passerelle entre les deux rives de la vallée.

« La partie des piles qui est en maçonnerie est en forme de pyramide tronquée, dont les dimensions ont été indiquées : au-dessus du socle, les parements ont un fruit de $0^m,05$ dans le sens de la longueur et de $0^m,025$ dans celui de la largeur. Des avant et arrière-becs sont ajoutés à celles qui sont en rivière.

« La partie métallique de chaque pile se compose essentiellement de douze colonnes en fonte de 44 mètres de hauteur reliées, à leur base, par un châssis en fonte de $0^m,60$ d'épaisseur, appliqué sur la face supérieure de la maçonnerie et à leur sommet par un entablement de $0^m,60$, emboîtant également leurs extrémités et placé immédiatement sous les poutres. Ces colonnes sont creuses, elles ont $0^m,18$ et $0^m,24$ de diamètre et sont armées de quatre nervures en saillie de $0^m,08$ s'opposant à la flexion et facilitant les contreventements; les trois colonnes correspondant à une même poutre sont distantes de $3^m,10$ à leur base et de $2^m,09$ au sommet; ces distances sont de $3^m,333$ et $2^m,09$ pour les quatre colonnes placées normalement aux poutres. Leur hauteur totale a été subdivisée en onze tronçons de $3^m,89$, parfaitement emboîtés et maintenus par des pièces de jonction et fortement contreventés, à chaque étage, par six croix de Saint-André horizontales; des cours analogues de croix de Saint-André remplacées sur les faces apparentes par un treillis en fers plats constituent un puissant contreventement vertical et relient toutes les colonnes entre elles, de la base au sommet.

« Le châssis en fonte est lié à la maçonnerie des piles par neuf forts boulons qui pénètrent sur 15 mètres de profondeur, et le pied de chaque colonne y est solidement fixé.

« Le tablier repose sur les piles sans rouleaux de friction, qui n'existent que sur les culées.

« Le levage de toute cette masse métallique a eu lieu sans le secours d'échafaudage aucun; le tablier, complétement monté à terre, a été glissé sur rouleaux d'une rive à l'autre; sa force avait été calculée de manière qu'il pût se

maintenir en porte à faux sur la longueur d'une travée et faire ainsi fonction de pont de service supérieur. Le halage ayant amené l'extrémité du tablier à l'aplomb de la dernière pile, les pièces de la charpente de cette pile ont été successivement descendues à l'aide d'un treuil à double frein, ajustées et mises en place ; cette première pile montée, on a placé à son sommet quatre rouleaux analogues à ceux de la culée, et on a repris le halage de manière à faire parvenir l'extrémité du tablier à l'aplomb de la deuxième pile; on a continué ainsi de proche en proche.

« Le halage d'une pile à l'autre n'a exigé que six heures de travail de seize hommes pour un parcours de 48m,80.

« Il est entré dans la construction de ce viaduc 1,300 tonnes de fonte et 850 tonnes de fer, dont 1,200 tonnes pour le tablier et 650 pour les piles.

« La dépense s'est élevée à 2,300,000 francs, soit environ 7,000 francs par mètre courant, 900 francs par mètre superficiel en plan et 115 francs par mètre superficiel en élévation (vides et pleins compris). »

6. Viaducs de Busseau d'Ahun, de la Cère, de la Bouble, etc. — M. l'ingénieur Nordling a construit sur les lignes de Montluçon à Limoges et de Commentry à Gannat six viaducs avec piles métalliques ; ces ouvrages ont été traités avec le plus grand soin et ont reçu le meilleur accueil à l'Exposition universelle de 1867. M. Nordling en a donné la description complète et les calculs dans deux mémoires très-complets publiés aux *Annales des ponts et chaussées* de 1864 et de 1870. Nous ne pouvons que résumer ici les dispositions adoptées.

« Dans les productions les plus légères de l'architecture de pierre, dit M. Nordling, dans les flèches des cathédrales gothiques, les pleins dominent toujours et jamais les vides ne démasquent assez les parties postérieures pour que l'architecte ait songé à les coordonner avec la façade principale; pour les charpentes métalliques, c'est tout autre chose ! Il n'y a plus de surface, rien que des lignes. Et toutes ces lignes, qu'elles appartiennent à la façade antérieure, ou latérale, ou postérieure, ou même à la structure intérieure apparaissent à la fois ; aucune n'échappe à l'œil, pour peu qu'on choisisse le point de vue. »

Or, on sait que ce qu'il y a plus de choquant en perspective, ce sont les surfaces gauches ; elles transforment un assemblage de lignes en un véritable fourré et elles inspirent des craintes sur la stabilité. Nous avons montré que cet écueil n'avait pas été évité au viaduc de Crumlin, et qu'au viaduc de Fribourg, on ne l'avait évité que partiellement, car les colonnes intérieures de la pile ne convergent pas avec toutes les colonnes du pourtour.

Pour n'avoir pas à craindre le gauchissement en perspective, c'est de faire converger tous les arbalétriers vers un sommet unique, placé naturellement dans l'axe de la pile.

Les parements des socles en maçonnerie doivent eux-mêmes converger vers ce sommet, c'est-à-dire que leur fruit augmente avec leur largeur. L'œil est satisfait de cette disposition et il semble que le fruit soit continu. Au contraire, placez une pile métallique sur un soubassement à parois verticales, ou même à parois parallèles aux faces des piles, il semblera toujours que les colonnes poussent au vide et l'effet sera médiocre en perspective.

Les figures 6 de la planche XXV représentent en élévation générale et en coupe transversale le viaduc construit sur la Creuse à Busseau d'Ahun.

Le tablier se compose de quatre poutres en treillis, espacées de 2m,00 d'axe en axe; celles du milieu sont à l'aplomb du rail intérieur de chaque voie, celles

de rive sont à $0^m,50$ en dehors du rail extérieur. Le treillis est à larges mailles de 2 mètres et chaque sommet d'une maille supporte une poutrelle transversale ou pièce de pont; la voie est posée sur des longrines supportées par des poutrelles longitudinales. Les quatre poutres sont solidaires.

Ces dispositions ont été adoptées : 1° pour multiplier les points d'appui du tablier sur les piles, car deux poutres auraient été plus économiques que quatre 2° pour obtenir par la solidarité une répartition égale de la charge sur les piles afin qu'elles travaillent toujours sur toute leur section.

Les figures 7 à 9 de la planche XXVI donnent à grande échelle la vue transversale et longitudinale ainsi que la coupe horizontale d'une des piles métalliques.

Chaque pile est formée de deux files de quatre colonnes, composées avec des morceaux de $4^m.50$ de hauteur. Ces colonnes ont $0^m,35$ de diamètre extérieur et $0^m,27$ de diamètre intérieur, elles se boulonnent l'une à l'autre par des embases carrées de $0^m,43$ de côté rabotées avec soin et traversées par quatre boulons.

Les cadres horizontaux de contreventement sont un peu au-dessous de chaque assemblage des colonnes : au pourtour, ce cadre est composé avec deux fers à T accolés de $\frac{125,125}{12}$, et les trois carrés ainsi formés ont comme diagonales des tirants dont les bouts sont en fer rond de 40 millimètres, traversant diamétralement les colonnes et terminées à l'extérieur par une partie filetée avec écrou de serrage.

Les cadres verticaux compris entre les colonnes et les cadres horizontaux précédents sont occupés par des croix de Saint-André, formées avec des fers en U de $\frac{100,40}{11}$, lesquels sont rivés sur les fers à T du cadre horizontal.

Une série d'échelles en fer permet de monter dans les piles, d'en visiter toutes les parties et d'arriver jusqu'au tablier, muni au centre de sa partie inférieure d'une passerelle longitudinale de $0^m,90$ de large. Toutes les parties de la construction peuvent donc être instantanément visitées.

Les huit arbalétriers ou colonnes d'une pile de Busseau d'Ahun sont placés à l'aplomb des poutres; donc, ils sont uniformément chargés sous l'influence de la charge et de la surcharge totale. Chaque arbalétrier en fonte porte au plus 91,500 kilogrammes.

Mais, à la Cère où les arbalétriers sont en porte à faux par rapport aux poutres, et même au Busseau lorsque la charge n'est pas égale sur les deux voies, les colonnes se trouvent inégalement chargées. Qu'arrive-t-il? La colonne plus chargée se comprime plus, elle entraîne les cadres de contreventement et les déforme ceux-ci transmettent aux colonnes voisines l'excès de charge, et le calcul apprend que la pression totale est bien vite répartie entre toutes les colonnes proportionnellement aux sections. Ce sont les croisillons supérieurs qui évidemment sont le plus fatigués.

La pression au sommet des colonnes de Busseau d'Ahun est de $1^k,19$ sans surcharge et de $2^k,55$ avec la surcharge par millimètre carré; la pression à la base est de $1^k,36$ et $2^k,78$. — Au viaduc de la Cère, la pression au sommet d'une colonne va de $0^k,98$ à $1^k,97$ et à la base de $1^k,27$ à $2^k,08$.

Lorsque les travées ne sont chargées que de deux en deux, la travée chargée s'infléchit et soulève sa voisine, de sorte que le tablier, s'il était simplement posé

sur la tête des piles pourrait fort bien ne porter que sur une arête, c'est-à-dire sur une seule des deux files de colonnes qui composent la pile. Il y a là un danger sérieux, qu'on a conjuré à Fribourg en interposant entre le tablier et le sommet de la pile des semelles en bois, c'est-à-dire un corps possédant assez d'élasticité pour répartir les pressions. Mais, ce bois doit s'user rapidement et son remplacement est une grave sujétion.

M. Nordling montre que de deux travées voisines, l'une chargée et l'autre vide, la première prend une flèche de $0^m,035$ et la seconde un bombement de $0^m,0107$, et l'inclinaison du tablier sur les piles est de 0,0015. Les piles ayant environ deux mètres de largeur au sommet, il résulte de cette inclinaison une dénivellation de $0^m,003$ d'un bord à l'autre. Cette dénivellation pourrait être rachetée par un excès de compression d'une des files de colonnes, et cet excès de compression ne serait même que de $0^k,09$ par millimètre carré pour des piles de 30 mètres de haut. Mais, dans l'espèce, la compression d'une des files de colonnes ne peut se produire sans déformer les cadres et la pile elle-même, et par suite sans déterminer dans ces cadres et dans les colonnes des efforts dont il faut déterminer l'intensité pour savoir s'ils sont dangereux ou non.

M. Nordling montre par le calcul que : des arbalétriers qui, dans le cas de la surcharge générale, n'ont à porter que 91,500 kilogrammes doivent subir, si quelques-unes des travées sont déchargées, autrement dit quand les trains viennent à passer, tantôt des compressions de 183,300 kilogrammes, tantôt des tractions de 50,300 kilogrammes et cela non compris les augmentations dues aux vibrations.

C'est pour parer à ce danger sérieux que M. Nordling a eu recours au chapiteau à charnière. « Il nous a semblé, dit-il, qu'une pareille situation exigeait un remède radical et nous avons pris le parti de ne faire reposer chaque ferme du tablier qu'en un seul point placé en porte à faux et au milieu entre les arbalétriers. Ce point d'appui unique forme une espèce de charnière qui permet au tablier de prendre librement ses inclinaisons sans entraîner le moins du monde les piles et en assurant toujours la répartition égale des charges entre chaque paire d'arbalétriers, quelle que soit l'inégalité du chargement des travées. Cette disposition plus nécessaire aux petites piles qu'aux grandes, a été appliquée à toutes indistinctement. »

L'importance du chapiteau à charnière était beaucoup plus grande à Busseau qu'à Fribourg et à la Sitter, car le danger est proportionnel au cube des ouvertures et en raison inverse de la hauteur de pile ; si on le représente par 1 à Busseau, il n'est représenté que par 0,39 à Fribourg et par 0,22 à la Sitter. Les poutres de ce dernier viaduc sont posées directement sur les sommets des piles, aussi celles-ci ont-elles déjà subi des altérations; à plus forte raison, la même disposition aurait entraîné à Busseau d'Ahun de grandes avaries.

D'après le coefficient de dilatation du fer, on évalue l'amplitude totale d'oscillation d'un tablier métallique, entre la température la plus basse et la température la plus haute, à un demi-millimètre par mètre, et, si le tablier est posé à la température moyenne, ce qui a lieu d'ordinaire, l'amplitude d'oscillation d'un point du tablier situé à une distance *d* du point fixe sera de *d* fois un quart de millimètre. — Plaçant le point immobile au milieu, l'amplitude d'oscillation sur la culée de Busseau d'Ahun sera de $0^m,04$, sur la petite pile de $0^m,03$ et sur la grande pile de $0^m,015$.

Le tablier repose sur les culées par l'intermédiaire d'un chariot à rouleaux de $0^m,10$ de diamètre ; le frottement, c'est-à-dire la poussée horizontale qui s'op-

pose au mouvement de ces rouleaux, étant de 3k,05 par tonne de charge verticale, il en résulte une poussée horizontale de 145 kilogrammes par appui, poussée qui s'exerce tantôt dans un sens tantôt dans l'autre. Pour éviter le descellement des pierres, il est donc prudent de maintenir les plaques de roulement par des tirants scellés dans la maçonnerie.

Sur les petites piles, s'il n'y avait pas de rouleaux, le déplacement horizontal de $0^m,03$ produirait une inclinaison des piles sur la verticale et déterminerait des efforts considérables dans leurs éléments; aussi, a-t-on cru devoir placer aussi des rouleaux de friction sur ces petites piles, et, grâce à leur présence, la poussée horizontale au sommet est réduite à 290 kilogrammes.

Sur les grandes piles, on n'a pas jugé les rouleaux nécessaires, la dilatation les incline plus ou moins et détermine sur les colonnes des tractions ou des compressions supplémentaires, qui varient pour la base de 16 à 35 tonnes.

L'effet du vent sur ces grands viaducs peut être considérable, mais il est difficile de trouver exactement l'effort correspondant à un vent de tempête. Fresnel admet une pression maxima de 275 kilogrammes par mètre carré; on sait, en outre, que des wagons vides ont quelquefois été renversés par le vent, et l'effort ne correspondait qu'à 160 kilogrammes par mètre carré. Quelle est encore l'influence d'une surface évidée comme celle des treillis ou des piles? Il est impossible de l'apprécier. Dans ses calculs, M. Nordling admet comme surface exposée au vent la surface pleine totale que présentent les quatre poutres du tablier, ou les quatre files de deux colonnes des piles avec leurs croisillons; cela revient à quadrupler la surface pleine que présente l'élévation de l'ouvrage. Il peut arriver en effet qu'un vent oblique agisse sur toutes les parties à la fois. Pour rester en sécurité absolue, on admet comme exacte la pression de 275 kilogrammes au mètre carré, indiquée par Fresnel.

Appliquant ces données au viaduc de Fribourg, on trouve que l'effort du vent sur une pile est de 141,000 kilogrammes avec un bras de levier de $30^m,8$, ce qui fait à la base un moment de renversement de 4,341,000 kilogrammètres; d'autre part, le poids transmis au milieu de la base d'une pile est de 567,000 kilogrammes et le moment résistant, par rapport au côté de la base situé à 5 mètres du milieu, est de 2,835,000 kilogrammètres, c'est-à-dire inférieur de près d'un tiers au moment de renversement.

L'équilibre s'établit cependant grâce aux tirants verticaux qui descendent profondément dans le soubassement en maçonnerie.

Le calcul montre encore que la colonne d'amont, exposée au vent, supporte avec les hypothèses précédentes une traction de 83 tonnes, et la colonne d'aval une compression de 177 tonnes. De ces chiffres, bien que probablement ils soient au-dessus de la vérité, ressort pleinement le danger qui résulte de l'existence de vents violents.

C'est en vue de ces efforts considérables que M. Nordling a vérifié par le calcul la résistance de ses piles et de leurs croisillons. Il trouve en outre que, sous l'action d'un vent de tempête, les grandes piles de Busseau d'Ahun peuvent s'incliner de 2 à 3 centimètres, et les petites piles d'environ un centimètre.

C'est donc l'action du vent qui joue le rôle capital dans la stabilité des piles métalliques.

Pour résister aux efforts de traction qui tendent à soulever les bases des colonnes et à produire des oscillations dangereuses, les colonnes sont maintenues par des amarres en fer forgé de 6 à 10 centimètres de diamètre : ces amarres sont fixées au niveau du socle en fonte par un écrou logé dans le creux de la

colonne, et convenablement serré au moment de la pose; elles pénètrent dans le soubassement et sont clavetées sur des plaques d'amarre logées dans des niches à plusieurs mètres de profondeur dans la maçonnerie ($6^m,50$ pour la grande pile de la Cère). Ces niches sont accessibles par un corridor et l'on peut en tout temps visiter les amarres.

Pour les couronnements des socles, on emploie de la pierre aussi dure que possible.

Les prix de revient ont été établis par M. Nordling et résumés dans les formules empiriques suivantes :

1° Prix de revient du tablier par mètre courant, en raison de la portée (a) des travées d'axe en axe des piles :

$$T = 2700 + 0,90\,(a - 50)(a + 10) \text{ pour tablier à deux voies.}$$
$$T = 1500 + 0,50\,(a - 50)(a + 10) \quad \text{— une voie.}$$

Ces formules appliquées à Busseau d'Ahun et à la Cère, donnent 2,700 francs et 1,500 francs par mètre courant de tablier;

2° Prix de revient de la charpente métallique d'une pile, en raison de la hauteur c de cette charpente métallique :

$$C = 15000 + (c - 2,20)\left(1970 - \frac{1550}{c}\right) \text{ pour viaduc à deux voies.}$$
$$C' = 14000 + (c - 2,20)\left(1690 - \frac{2550}{c}\right) \quad \text{— à une voie.}$$

3° M. Nordling a donné des formules du prix de revient des soubassements en maçonnerie; mais cette quantité nous paraît trop variable pour être susceptible d'être mise en formule;

4° h étant la hauteur totale apparente du rail au-dessus du sol naturel, et (a) l'ouverture d'une travée, on aura la disposition la plus économique lorsque les quantités (a) et (h) seront liées par la relation :

$$a = 30 + 0,36\,h \text{ pour un viaduc à deux voies.}$$
$$\text{et, } a = 30 + 0,45\,h \quad \text{— à une voie.}$$

5° L'ouverture étant déterminée en fonction de la hauteur par les équations précédentes, le prix total A par mètre courant, tout compris, sera donné par les formules :

$$A = 2170 + h\left(46 + \frac{h}{4}\right) \text{ pour le viaduc à deux voies.}$$
$$A = 1350 + h\left(34 + \frac{h}{6}\right) \quad \text{— à une voie.}$$

Dans ces formules on devra prendre pour h la valeur moyenne de la profondeur de la vallée à franchir au-dessous des rails.

6° Pour comparer ce prix de revient avec celui des viaducs en maçonnerie, M. Nordling a mis en formule le prix de revient des viaducs en maçonnerie, et il a trouvé, en désignant par h la hauteur moyenne; que le prix par mètre carré d'élévation s'élevait à :

$$50 + 3h \text{ pour les viaducs à deux voies.}$$
$$30 + 3h \quad \text{— à une voie.}$$

et encore ces formules donnent-elles des nombres inférieurs à la réalité.

Comparant les deux systèmes, on trouve que :

A partir de 28 mètres de hauteur, les viaducs tout en métal sont plus économiques que les viaducs en maçonnerie, lorsqu'il s'agit de deux voies ; pour une seule voie, c'est à partir de 23 mètres que l'économie commence.

Dans la construction des quatre viaducs de la ligne de Commentry à Gannat, on a réalisé divers perfectionnements proposés par M. Nordling :

1° On a supprimé les colonnes intermédiaires et chaque pile est composée de quatre grosses colonnes d'angle ; la charge verticale est concentrée sur ces quatre colonnes, et vient contre-balancer plus efficacement les efforts de traction produits par le vent. Le diamètre des colonnes creuses a été porté à 0m,50 et elles ont été remplies de béton à l'intérieur, ce qui augmente leur masse et s'oppose mieux à la propagation des vibrations. A Busseau d'Ahun, les eaux pluviales pénétraient à l'intérieur des colonnes et les remplissaient ; en janvier 1868, une des colonnes éclata par suite de la congélation de l'eau qu'elle renfermait ; on perça alors des trous à la base de toutes les colonnes et des jets d'eau s'en élancèrent. Le remplissage en béton évite cet inconvénient.

2° La solution des amarres, logées dans le creux des colonnes et dans le soubassement, pour s'opposer aux efforts de renversement du vent, n'est pas satisfaisante et ne saurait inspirer une sécurité absolue. M. Nordling avait proposé d'abord l'emploi de haubans latéraux attachés au sommet des piles, mais ce système ne fut pas adopté, et nous pensons qu'on a eu raison. Alors, il n'y avait plus qu'à recourir aux jambes de force, qui produisent près du sol un empâtement, augmentant considérablement le bras de levier de la résistance au renversement. Pour les hautes piles des viaducs de la Bouble et de la Sioule, on a eu recours à des jambes de force spéciales, se détachant des colonnes angulaires et affectant un profil légèrement courbe (figure 7, planche XXV). Aux viaducs de Bellon et de Neuvial, où les piles ont moins de hauteur, on s'est contenté de recourber les colonnes angulaires à leur partie inférieure, pour augmenter leur empâtement et on les a solidement réunies par des croisillons (figure 8).

3° Comme conséquence de la réduction du nombre des colonnes à quatre, il fallait adopter pour deux voies comme pour une un tablier avec deux poutres de rive seulement. On sait du reste que ce système est, à portée égale, beaucoup plus économique que celui des quatre poutres, car il réalise une économie de métal qui peut aller jusqu'à 40 p. 100.

4° Enfin, une amélioration importante est celle du platelage métallique imperméable aux roues d'une locomotive déraillée.

A Fribourg, on a posé sur le tablier un platelage de 0m,08 recouvert d'une mince couche de ballast, destinée à le protéger contre les incendies ; qu'un déraillement arrive, la machine et le train passeront à travers le tablier et y seront pris comme dans une toile d'araignée ; l'accident aura des suites effrayantes. Au viaduc de la Sitter, le tablier est à jour, sauf quelques planches pour le passage du cantonnier, et le danger d'un déraillement est le même qu'à Fribourg ; il a l'avantage de n'être point dissimulé.

A Busseau d'Ahun et à la Cère, on a constitué le platelage avec des longrines de 0m,15 d'épaisseur, qui ne se briseraient point sous les roues, et on a défendu l'approche des garde-corps par des trottoirs saillants sur la voie, de 0m,75 de large. Une locomotive déraillée se trouve donc guidée par les trottoirs et ne peut se précipiter dans l'abîme

Mais cette disposition est lourde et dispendieuse, et dans les nouveaux viaducs,

notamment à la Bouble, on a eu recours à un platelage métallique, formé de fers Zorès, ou plutôt de fers à section d'oméga, de $0^m,23$ de large et de $0^m,12$ de hauteur, pesant 19 kilogrammes par mètre courant. Ces fers transversaux reposent sur six longerons rivés aux pièces de pont qui, comme nous l'avons dit, sont espacées de deux mètres. On peut même, pour rendre ces fers solidaires, les réunir par un fer égal renversé, placé au-dessous d'eux et rivé aux points de rencontre, plusieurs des fers fléchissent alors solidairement. Ce plancher est imperméable aux roues des locomotives déraillées; pour empêcher celles-ci de sortir du pont, la semelle des poutres de rive est placée à $0^m,138$ au-dessus du plancher de la voie, et cette semelle supporte le trottoir qui se trouve en partie en encorbellement, soutenu par une petite console fixée à la poutre de rive.

En 1870, il existait en Europe 23 viaducs à piles métalliques.

« Ces 23 viaducs, dit M. Nordling ne seront certainement pas les derniers. De plus en plus on sera conduit à l'emploi du métal par les accidents croissants des tracés, par le faible produit du trafic et par l'abaissement progressif du prix des constructions métalliques. Nous ne chercherons pas à préciser le cas où le fer méritera la préférence sur la pierre, car la question embrasse trop d'éléments locaux pour comporter une solution générale, et pour les cas particuliers la réponse sera généralement facile. Bornons-nous à dire qu'en France, pour les grandes hauteurs, la maçonnerie ne pourra plus rivaliser avec les charpentes métalliques, puisque le prix de celle-ci se réduit, par mètre superficiel vu, à 55 francs pour les viaducs à une voie et ne semble pas devoir dépasser 80 francs pour ceux à deux voies y compris la dépense des fondations. »

Ainsi, les viaducs à piles métalliques conviennent bien à toutes les lignes secondaires pour lesquelles on cherche à réduire au minimum les frais de premier établissement. Mais, quelle sera la durée de ces viaducs? C'est une question que l'avenir seul peut résoudre. Il semble que pour les lignes importantes, où l'on veut créer des ouvrages d'art d'une grande durée et d'une solidité absolue, les viaducs en maçonnerie présenteront toujours des avantages qu'on n'hésitera pas à s'assurer par un surcroît de dépense première, surcroît dont l'intérêt et l'amortissement peuvent se trouver balancés dans l'avenir par les frais d'entretien des piles et tabliers métalliques.

7. **Viaduc de l'Osse.** — Pour terminer ce qui est relatif aux viaducs à supports métaliques, nous citerons le viaduc de l'Osse, dans lequel les supports se composent de deux tubes creux en fonte, remplis de béton, analogues aux tubes foncés par l'air comprimé.

« Cet ouvrage, construit sur la ligne du chemin de fer d'Agen à Tarbes, sert à franchir la vallée de l'Osse, en alignement droit, mais avec une pente de $0^m,25$ et à une hauteur variable de $21^m,86$ à $17^m,54$; il se compose d'un viaduc métallique de sept travées ayant une portée de $38^m,40$ pour les travées intermédiaires et de $28^m,80$ pour les travées extrêmes.

La longueur totale est par conséquent de $249^m,60$.

Le tablier métallique est supporté par deux culées en maçonnerie et par six doubles piles tubulaires en fonte de $1^m,70$ de diamètre, remplies de béton. Ce massif intérieur leur donne une stabilité et une inertie bien propres à résister à l'action du vent et aux vibrations moléculaires que le mouvement des machines développe dans les poutres.

Ces colonnes sont formées d'anneaux successifs parfaitement boulonnés entre eux, de manière à en faire un cylindre unique qui descend, en s'encastrant à sa base, dans le terrain solide, et qui reçoit à sa partie supérieure le poids de deux

demi-travées contiguës, par l'intermédiaire de plaques de fonte munies de glissières et de rouleaux de friction.

La superstructure métallique de ce viaduc présente la plus grande analogie avec le pont métallique de Bordeaux. L'ouvrage n'en diffère que sous ce rapport capital, qu'il est à une seule voie et que les rails, au lieu de se trouver à la partie inférieure, se trouvent à la partie supérieure.

Avantage des colonnes en fonte. — Le viaduc de l'Osse a son tablier établi en pente de $0^m,25$; il a été étudié de manière à pouvoir servir de type, même dans le cas où la déclivité atteindrait $0^m,31$.

Dans ces conditions, la composante horizontale, due à l'inclinaison du plan des rails, produit sur les piles, au passage des trains, une tendance au déversement qui rend nécessaire l'encastrement des piles, et l'adoption de dispositions de nature à assurer dans celles-ci une égale répartition des pressions.

Les tubes en fonte, dont les anneaux sont fortement boulonnés entre eux, étant remplis de béton forment une colonne qui pénètre dans le terrain solide, aussi profondément qu'il est nécessaire, et qui constitue ainsi une sorte de solide cylindrique encastré par une de ses extrémités.

La section constante est d'ailleurs éminemment propre à résister d'une manière sûre à toute force horizontale, soit qu'elle agisse dans la direction du pont lorsqu'elle provient de l'inclinaison des rails, soit obliquement à l'axe, lorsqu'elle est provoquée par l'action du vent ou par le mouvement de lacet.

Enfin, le béton qui remplit les colonnes leur donne une stabilité et une inertie très-propres à résister à l'action du vent. Si, au lieu d'être ainsi disposées, les piles étaient formées d'arbalétriers métalliques et croisillonnés, leur about, implanté dans une maçonnerie, ne pourrait en assurer l'encastrement que d'une manière très-imparfaite. Ces pièces seraient soumises à un travail considérable et même dangereux, parce que, dans certaines circonstances, tout l'effort pourrait se reporter sur une seule file d'arbalétriers, au lieu de se répartir uniformément sur toutes les files.

Stabilité des piles. — La charge par centimètre carré à la surface supérieure du béton est de $3^k,13$.

Dans l'effort transversal maximum, la fonte travaille à $1^k,32$ par millimètre carré.

Dépense. — Le prix total du viaduc, tel qu'il résulte des comptes terminés et soldés, est de 563,087 francs, c'est-à-dire de $2,255^f,55$ par mètre courant, et de $112^f,79$ par mètre carré d'élévation au-dessus du sol, vides et pleins confondus.

Le prix du mètre courant du tablier, sans piles ni culées, est de $1,431^f,13$.

Enfin, le prix du mètre courant de hauteur de pile métallique est de $1,369^f,45$.

Les ingénieurs qui ont dressé les projets du viaduc de l'Osse et en ont dirigé l'exécution, M. Surell étant directeur de la Compagnie du chemin de fer du Midi, sont :

M. Paul Régnauld, ingénieur des ponts et chaussées, ingénieur en chef de la construction ;

M. Boutillier, ingénieur des ponts et chaussées, ingénieur de la construction.

ROULEAUX DE DILATATION

Rouleaux de dilatation. — Pour laisser libre le jeu de la dilatation, nous avons vu qu'on posait les poutres sur un système de rouleaux surmontant les piles ou culées.

L'amplitude totale d'oscillation d'un tablier, entre la plus haute et la plus basse température, est évaluée, eu égard au coefficient de dilatation du fer, à 1/2 millimètre par mètre courant de tablier ; et, comme la pose se fait d'ordinaire à la température moyenne, il faut compter sur une oscillation de un quart de millimètre par mètre courant.

Un des points du tablier est fixé, c'est ordinairement sur la pile centrale où l'on installe une simple plaque de friction en fonte ; cette fixité d'un point est nécessaire pour éviter le transport horizontal du tablier sous l'influence des poussées.

Sur les autres piles et sur les culées, on installe des chariots de dilatation formés de plusieurs rouleaux réunis par un cadre qui les entoure, et l'amplitude des oscillations en un point situé à une distance d de la section fixe du tablier est égale à d fois un quart de millimètre.

A l'origine, on se servait de rouleaux en fonte à section complète, moulés en coquille et compris entre deux plaques de fonte ; généralement, ou interpose une feuille de plomb entre la maçonnerie et la plaque inférieure (voir le pont d'Argenteuil).

Au pont de Lorient, chaque poutre transmettant à une pile une charge ne pouvant dépasser 422,000 kilogrammes, repose sur cette pile par l'intermédiaire de onze rouleaux de $1^m,17$ de longueur et de $0^m,15$ de diamètre. La section diamétrale horizontale des onze rouleaux est de 19,305 centimètres carrés, et la pression par centimètre carré de fonte est de 22 kilogrammes.

La plaque de fonte inférieure a une longueur de $2^m,10$ sur une largeur de $1^m,25$; il en résulte pour les maçonneries situées directement au-dessous une pression de 16 kilogrammes par centimètre carré, pression qui se répartit bientôt sur une plus grande surface.

L'inconvénient de ces rouleaux complets est qu'ils occupent trop d'espace et que les points d'appui de la poutre sont trop éloignés les uns des autres; en outre, le roulement est d'autant plus facile que le rayon est plus grand, et on ne peut augmenter le rayon sans augmenter en même temps la distance des points d'appui et le poids des rouleaux. Remarquez enfin que, vu la faible amplitude de l'oscillation, il n'y a jamais qu'une petite zone de la circonférence des rouleaux qui sert au roulement.

Ayant fait ces observations, on a eu l'idée de ne conserver que les secteurs supérieur et inférieur des rouleaux et d'en supprimer les parties latérales, ce qui a conduit à leur donner comme profil à peu près celui d'un rail à double champignon.

La figure 5 de la planche XXVII, représente le système des rouleaux employés à Orival ; ces rouleaux, compris entre deux plaques de fonte, ont $0^m,295$ de diamètre, bien qu'ils n'occupent horizontalement qu'une faible largeur ; chaque secteur haut et bas se termine par un goujon claveté dans une lame de fer vertical, qui forme le cadre du chariot et réunit tous les rouleaux.

La figure 4 représente le système analogue employé au viaduc de Busseau d'Ahun.

D'ordinaire, on évalue le frottement des rouleaux, c'est-à-dire la poussée horizontale qu'ils transmettent à leur plaque de fonte, à $3^k,5$ par tonne de charge verticale. En réalité, ce frottement est variable avec le diamètre des rouleaux; mais, pour les calculs de la pratique, on peut toujours adopter le nombre précédent.

MISE EN PLACE DES TABLIERS MÉTALLIQUES.

Lorsqu'il est possible d'établir un pont de service en charpente à l'emplacement même et à un niveau un peu inférieur à celui du tablier métallique, on apporte sur place les éléments de celui-ci, réduits à des dimensions assez faibles pour que leur transport n'exige que l'emploi des moyens mécaniques ordinaires; les assemblages et une grande partie de la rivure s'exécutent sur le chantier au moyen de forges et de machines portatives. Le tablier posé sur des coins ou des verrins est ensuite descendu à l'emplacement voulu et l'on opère le règlement des appuis au moyen des plaques en fonte avec cales qui surmontent les rouleaux; si ces plaques ne sont pas munies de cales ou de coins, il faut veiller à ce que les plaques inférieures de support soient posées absolument au même niveau, car on sait qu'une faible dénivellation des appuis peut déterminer dans les poutres des efforts considérables.

Mais, la construction d'un pont de service est bien coûteuse, et l'on peut s'en passer en construisant complétement le tablier sur la rive dans le prolongement même de l'axe du pont et lui communiquant un lent mouvement de progression au moyen de galets ou rouleaux convenablement espacés pour supporter le tablier et sollicités par des treuils.

Pont d'Argenteuil. — Au pont d'Argenteuil, comme au pont d'Orival, ce système a été appliqué par la Compagnie du chemin de fer de l'Ouest. Les semelles des poutres reposent chacune sur une série de galets en fonte, au nombre de deux par travée; la surface cylindrique de ces galets, de $0^m,60$ de diamètre et de $0^m,65$ de longueur, porte des raimures correspondant aux lignes de rivets. Les galets, posés non-seulement sur la rive, mais encore sur une culée et sur les piles, sont indiqués par les lettres (g) sur la figure 6 de la planche XXVII.

Le halage s'opère au moyen de quatre plans, dont une poulie est fixée en p au tablier et l'autre en p' à la culée, et dont les garants sont manœuvrés par quatre treuils, solidement fixés sur le terre-plein en arrière du tablier.

Il y avait à craindre que le tablier, un peu avant d'arriver à l'aplomb d'une pile, ne prît une flèche et n'eût à subir des efforts trop considérables par le fait du porte à faux; pour empêcher la flexion on a placé sur le tablier, à l'aplomb de la dernière pile un échafaudage A dont le sommet est reliée par des haubans d'un côté à la tête du tablier, de l'autre à l'aplomb de la seconde pile. On a voulu en outre diminuer l'amplitude du porte à faux en garnissant la tête du tablier par un bec triangulaire B, très-léger, en charpente, de onze mètres de saillie.

Les redans, que présentent les feuilles de tôle des semelles, auraient gêné au passage des galets; on effectuait facilement ce passage en plaçant en avant du redan un coin ou biseau métallique de $0^m,36$ de longueur.

La vitesse du tablier pendant sa marche régulière était de $8^m,40$ par heure. En tenant compte du temps perdu pour ramener en arrière les palans quand ils étaient arrivés près des moufles fixes, cette vitesse n'était plus que de $1^m,77$ par heure.

Seize hommes suffirent à la manœuvre des treuils; ils développèrent sur le tablier un effort horizontal maximum de 42,000 kilogrammes.

La poussée horizontale résultant du frottement du galet, placé au sommet d'une des deux colonnes composant chaque pile, variait de 1885 à 9720 kilogrammes; les piles, observées attentivement pendant l'opération au moyen de niveaux à bulle d'air, ne se sont pas inclinées d'une manière sensible.

Pont de Kehl. — On devait d'abord monter le tablier sur la rive, puis le rouler sur le pont de service d'amont qui avait reçu à cette intention une force suffisante. Du pont de service, on aurait fait passer la masse entière sur les piles par un déplacement transversal; mais ce passage parut présenter trop de difficultés et les entrepreneurs demandèrent à construire le tablier dans le prolongement de son emplacement définitif, et à le rouler sur des galets, en un mot à exécuter l'opération que nous venons de décrire pour le pont d'Argenteuil. Leur demande fut accueillie favorablement.

Pour obvier au grave inconvénient de l'énorme porte à faux, dans lequel devait se trouver la tête du tablier après avoir dépassé une pile et avant d'avoir atteint la pile suivante, on arma cette tête d'un bec triangulaire en charpente de 22 mètres de longueur, et en outre on constitua pour le tablier des points d'appui intermédiaires en se servant des pieux des échafaudages entourant les piles.

Les trois poutres du tablier reposaient sur quatre files de trois rouleaux; ces rouleaux reposaient par leurs tourillons sur des coussinets en fonte, et leurs tourillons se prolongeaient par un système d'engrenages. On voulut communiquer l'impulsion à tout le système des rouleaux à la fois au moyen d'une locomobile et de transmissions de mouvements; mais, par suite de l'inégalité des frottements sur les divers rouleaux, les efforts transmis à chaque groupe étaient susceptibles de varier beaucoup, la résistance de quelques engrenages fut dépassée et ils se brisèrent.

On remplaça les engrenages et on adopta des manivelles : dix hommes suffirent à chaque groupe de rouleaux, soit quarante hommes en tout. Lorsqu'un des groupes de rouleaux se dégageait à l'arrière du tablier, on le reportait à l'avant, jusqu'à ce qu'on eût atteint la rive du fleuve.

Les quarante ouvriers, exerçant chacun un effort de 15 kilogrammes, suffirent à mouvoir le tablier pesant 1,200 tonnes.

L'avancement avait été en moyenne de 30 à 40 mètres par jour.

Viaducs de Fribourg et de Busseau-d'Ahun. Nous avons dit comment le viaduc de Fribourg avait été roulé peu à peu à son emplacement, et comment on avait installé à la tête du tablier des treuils qui descendaient à leur emplacement toutes les pièces des piles et évitaient pour la construction de ces piles l'emploi d'échafaudages coûteux.

A Busseau-d'Ahun, on a eu recours au même système, et on eut soin de consolider par des haubans la partie en porte à faux du tablier, ainsi que nous l'avons vu faire au pont d'Argenteuil. Néanmoins, on a constaté pendant le lançage, les abaissements suivants :

0m,002 pour un porte à faux de			8 mètres.
0m,022	—	—	19 —
0m,022	—	—	40 —
0m,195	—	—	44 —

Des verrins installés sur les piles permettaient de relever le tablier pour le poser sur ses rouleaux.

L'effort horizontal de renversement, exercé par la poussée au sommet des piles, peut inspirer des craintes : aussi à Fribourg avait-on relié les piles les unes aux autres et à la culée par des haubans. A Busseau-d'Ahun, on eut l'idée

ingénieuse d'assurer la stabilité des piles en se servant du câble de lançage lui-même et en prenant ses points d'application, d'une part sur les piles chargées, de l'autre sur le tablier.

Pour la construction des piles, on se servit du tablier lancé en porte à faux comme pont de service; son extrémité est arrêtée à l'aplomb de la pile à construire, dont tous les éléments, arrivant par le tablier même, sont descendus à leur place au moyen d'une grue. Par ce procédé simple, une grande pile pouvait être élevée en cinq jours.

La mise en place d'une arche complète durait 28 jours.

Ponts de Kowno et de Grodno, en Russie. Dans un mémoire des plus intéressants, inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1864, M. l'ingénieur Cézanne a décrit les principaux travaux d'art de la ligne de Saint-Pétersbourg à Varsovie, construite par des ingénieurs et des entrepreneurs français. Nous résumerons rapidement ce qui, dans ce mémoire, a trait au levage des grands ponts métalliques.

Le pont de Kowno sur le Niemen comprend quatre travées de $78^m,72$ et de $70^m,477$ d'ouverture. Chaque pile est formée de quatre colonnes, foncées à l'air comprimée; les deux colonnes d'amont portent le brise-glaces, les deux d'aval le tablier. Le poids d'une travée est d'environ 500 tonnes.

Les deux travées latérales furent montées sur de légers ponts de service; les deux travées centrales, construites sur la rive, furent glissées sur des pontons, et soulevées par des presses hydrauliques à la hauteur convenable, puis on laissa les pontons descendre au courant en les guidant par des câbles, de manière à amener chaque travée à son emplacement définitif.

Chaque travée est poussée par un glissement horizontal sur une cale prolongée d'une estacade, le tout d'environ 100 mètres de long; cales, estacades et pontons sont en sapin du pays. Les surfaces de glissement étaient graissées avec un mélange d'huile et de suif, et le frottement au départ (77 tonnes), ainsi que le frottement en marche (55 tonnes) devait être vaincu par des vis de rappel à écrou fixe. On reconnut bientôt que deux treuils, d'une force de 20,000 kilogr. chacun étaient suffisants pour entretenir le mouvement.

Les quatre angles de la travée, halée à l'extrémité de l'estacade, étaient soulevés chacun par une presse hydraulique, dont le plongeur avait une course de 810 millimètres. Une course achevée, on soutenait chaque angle par quatre vis formant verrins, on remontait la presse hydraulique dont le plongeur avait été noyé à nouveau et on recommençait une nouvelle course. Seize hommes, travaillant aux pompes, élevaient 500,000 kilogrammes avec une vitesse de $0^m,01$ à la minute; la pression dans les presses atteignait 200 atmosphères, et il était impossible d'aller plus loin, car le liquide suintait à travers les parois de $0^m,12$ d'épaisseur.

Chaque travée, élevée de $5^m,40$ sur l'estacade, reposait en définitive sur des échafaudages surmontant deux pontons de 20^m de large, 21^m de long, et $0^m,97$ de tirant d'eau à pleine charge. Ces pontons étaient d'une grande rigidité, grâce à l'emploi de quatre fermes américaines formant carlingues et solidement contreventées par des croix de Saint-André.

Les deux pontons, solidement amarrés l'un à l'autre, descendaient lentement au courant, maintenus par des câbles que l'on filait avec prudence. Lorsqu'ils étaient arrivés à leur place exacte, on ouvrait quatre valves de fond, l'eau pénétrait dans le ponton, qui s'enfonçait avec sa charge et ne tardait pas à la déposer sur les piles.

L'opération fut effectuée au milieu de péripéties nombreuses et par un froid qui congelait l'eau dans les pompes et qui faisait éclater les cordages ; on dut substituer à l'eau de l'alcool étendu, mélangé de cambouis pour ne pas allumer la convoitise des ouvriers.

M. Cézanne tire de l'exposé des faits que nous venons de résumer, la conclusion suivante :

Le levage exécuté à Kowno est très-compliqué et ne doit être imité que s'il n'est pas possible d'en trouver un plus simple.

Le pont de Grodno, sur le Niemen, est formé de trois travées, deux de $56^m,20$ et une de 69 mètres. Les pièces, expédiées de France, arrivaient par petits bateaux, étaient montées par une locomobile sur le plateau de rive gauche et mises en œuvre. On assembla, dans l'axe de l'ouvrage définitif, les deux poutres de tête avec leurs pièces de pont et leurs contreventements, et le tout fut mis en place par un halage de 300 mètres sur des galets dont la charge verticale totale atteignait 1,200 tonnes.

Les galets de $0^m,32$ de diamètre et de $0^m,54$ de longueur, sont en fer forgé et on a ménagé à leur surface des rainures pour le passage des lignes de rivets ; à leurs tourillons sont fixés les engrenages d'un treuil, formé de trois roues dentées et de trois pignons. Les tourillons reposent sur un palier en fonte ; les deux moitiés du palier sont accolées, réunies par un boulon et reposent sur une embase en fonte ; les plans de contact ne sont pas horizontaux, mais inclinés chacun en sens contraire, de sorte qu'en desserrant le boulon et chassant un coin dans une mortaise ménagée au milieu du plan vertical qui sépare les deux moitiés du palier, ces deux moitiés peuvent s'écarter et descendre chacune sur leur plan incliné de base ; le tourillon et le galet descendent avec elles et le galet se trouve dégagé, la poutre reposant sur des coins ou des étais. Grâce à ce système, on n'a pas besoin de recourir à des verrins pour enlever les galets.

Les galets sont solidement établis sur des grillages en charpente reposant sur des massifs de béton à large empâtement, de façon à éviter autant que possible les tassements.

A terre, le tablier était porté par huit paires de galets, espacées de $31^m,30$. La charge maxima qu'un galet pouvait avoir à porter était de 140 tonnes.

La vitesse du halage, effectué par 70 hommes, n'a pas dépassé quatre à cinq mètres par heure.

M. Cézanne conclut ainsi qu'il suit au sujet des lançages de tablier effectués par la méthode que nous venons de résumer :

« Le halage des tabliers offre peu de chances d'accidents ; il permet de monter les fermes sur le terrain solide avec une rigueur que les échafaudages ne comportent pas ; il n'exige que des appareils simples, faciles à transporter d'un chantier à un autre, et procure par la suppression des points d'appui intermédiaires, une grande économie d'échafaudages ; il tend à se généraliser sur tous les chantiers où la disposition des lieux en permet l'application. »

COMPARAISON ENTRE LES POUTRES A AME PLEINE ET LES POUTRES EN TREILLIS

Lorsque le développement des chemins de fer donna l'essor aux ponts métalliques après avoir montré l'insuffisance des ponts en bois, les poutres à parois pleines furent considérées comme les meilleures et comme permettant seules de franchir de grandes portées.

Nous avons vu comment Stephenson construisit ses deux magnifiques ponts de Britannia et de Conway, qui ont absorbé une masse énorme de fer et qui ont inauguré le système tubulaire. Non-seulement les parois verticales, mais les parois horizontales elles-mêmes sont pleines; il est vrai qu'elles ne jouent pas le rôle d'un simple contreventement, mais qu'elles travaillent comme les semelles d'une poutre à double T.

La théorie des poutres à treillis, et les formules que nous avons données pour calculer les dimensions de leurs éléments, nous enseignent que, toutes choses égales d'ailleurs, le treillis exige plus de matière que l'âme pleine. Il est donc moins économique.

Malheureusement, la théorie néglige bien des points d'une grande importance, notamment la solidarité établie par la rivure entre les diverses mailles d'un même treillis, et il est évidemment contraire à la réalité de considérer le treillis comme un système articulé.

De cette remarque résulte ce fait que les déductions théoriques peuvent fort bien se trouver infirmées par la pratique. C'est ce que paraissent prouver des expériences récentes, exécutées par la Compagnie du chemin de fer d'Orléans, expériences que nous examinerons ci-après.

Les poutres à âme pleine ont pour elles une fabrication plus facile, mais elles demandent à être consolidées énergiquement, parce que l'âme, à égalité de matière, est plus exposée à se voiler si cette matière est répartie sur une mince épaisseur continue que si elle est condensée en quelques barres de forte épaisseur.

Mais les poutres à âme pleine sont fort disgracieuses dès qu'elles atteignent une certaine hauteur; au contraire, les poutres en treillis conservent, même pour les grandes portées, une légèreté qui convient bien à des constructions métalliques.

Aussi, la poutre en treillis jouit-elle aujourd'hui de la faveur générale et l'âme pleine est réservée aux petites portées ou, tout au plus, aux portées moyennes.

Expériences au Hanovre. Les ingénieurs du Hanovre, pays où la maçonnerie est très-chère, se sont les premiers lancés dans la construction des ponts métalliques. Dans son Mémoire de 1854, M. Couche rend compte des expériences comparatives faites sur l'âme pleine et sur le treillis.

On a fait construire dans chaque système une travée d'épreuve de $3^m,28$ de longueur et de $0^m,327$ de hauteur. Le treillis, en barres plates de $0^m,01$ sur $0^m,002$, présentait des mailles de $0^m,027$; il équivalait à une feuille de tôle continue de $0^m,001$; c'est, en effet, avec cette tôle que l'on constitua l'âme pleine. Les semelles des deux systèmes étaient identiques.

Le pont en treillis se rompit au bout de cinq minutes, sous une charge uniformément répartie de 6,918 kilogrammes, après avoir pris une flèche de $10^{mm},11$; le pont à âme pleine prit une flèche de 6 millimètres sous une charge uniformément répartie de 6,591 kilogrammes et ne se rompit que sous une charge de 12,329 kilogrammes.

Ainsi, la charge de rupture avait doublé dans le second cas, et, à charge égale, la flèche était moitié moindre.

La poutre pleine se rompit en son milieu, la semelle inférieure se déchirant et la semelle supérieure s'écrasant; mais, dans la poutre en treillis, la partie médiane resta intacte, et elle périt par rupture près des culées; certaines barres du treillis furent ployées sous la compression, les autres rompues par déchirement et les rivets qui reliaient ces barres aux cornières furent arrachés.

La conclusion était, tirée de ces expériences par les ingénieurs du Hanovre, com

plètement fausse. Les expériences ne prouvent pas que la poutre à âme pleine est préférable à la poutre en treillis, elles prouvent simplement que le treillis était mal combiné, trop fort à la partie médiane de la poutre, trop faible près des culées.

En effet, le calcul nous a montré que les tensions et compressions des barres du treillis allaient en croissant du milieu de la poutre à ses extrémités, il faut donc que les sections suivent la même progression, et elles doivent être calculées de telle sorte que le treillis se rompe près des culées au moment où les semelles cèdent à la partie centrale. Dans l'expérience du Hanovre, le treillis près des culées céda bien avant que les semelles eussent atteint à la partie centrale la limite de leur résistance.

Aujourd'hui, l'on a soin de faire varier les dimensions du treillis, non d'une manière continue, mais par zone, et on a soin de substituer aux barres plates soit des doubles T, soit des fers en U, soit des fers oméga, dont la résistance au flambage est considérable. Le treillis à larges mailles et à barres vigoureuses tend à remplacer partout les treillis serrés à barres plates.

Expériences de M. l'ingénieur en chef Dupuy. — M. l'ingénieur en chef Dupuy a exécuté pour la Compagnie d'Orléans une série d'expériences sur les poutres en treillis, au moyen d'un appareil de son invention présenté à l'Exposition universelle de 1873. Voici comment s'exprime à ce sujet la notice présentée par le ministère des travaux publics.

« Dans le but de connaître aussi exactement que possible, les effets de tension et de compression qui se produisent dans les diverses barres de fer dont les poutres à treillis sont composées, la Compagnie d'Orléans a fait faire de nombreuses expériences sur une poutre en tôle de 12 mètres de longueur et de $1^{m},20$ de hauteur ; et les résultats obtenus doivent permettre de modifier à l'avenir la distribution du métal, de manière à obtenir une économie très-notable dans la construction des poutres en tôle.

Pour reconnaître directement les effets produits sur chaque barre, pour juger de la nature de ces effets, soit de tension, soit de compression, et pour mesurer exactement leur intensité, M. l'ingénieur en chef Dupuy a imaginé un levier coudé, dont le dessin exposé indique les dispositions. Il est composé de la manière suivante :

Une tige de fer est percée, vers ses extrémités de deux trous A et B, dont les centres sont distants exactement de 1 mètre ; cette première tige s'assemble, à l'une de ses extrémités B, avec l'extrémité d'une autre tige percée de trois trous C, D, E, dont les centres C et D sont espacés de 5 centimètres, et les centres D et E de 1 mètre.

Ces deux tiges ainsi assemblées forment un levier coudé.

Maintenant, sur chaque barre de fer à éprouver, on perce deux trous, calibrés très-exactement, et distants l'un de l'autre de 1 mètre ; on fixe les deux tiges du levier coudé par les points A et D, et l'on dispose les charges d'épreuve.

Si une barre se trouve soumise à un effet de tension, elle s'allonge, les points A et D s'éloignent l'un de l'autre, les deux tiges du levier coudé tournent autour du centre C, l'angle qu'elles forment entre elles s'ouvre, et d'après le rapport des parties CD et DE, l'extrémité E parcourt un espace vingt fois plus grand que l'allongement réel subi par la barre éprouvée.

Pour une autre barre subissant un effet de compression, les points A et D se rapprochent l'un de l'autre, les deux tiges du levier tournent autour du centre C de manière à refermer l'angle qu'elles forment entre elles, et l'extrémité de la

tige mobile E parcourt toujours un espace vingt fois plus grand que le raccourcissement réel. Un cadran gradué, disposé à cet effet, sert à mesurer les espaces parcourus par l'extrémité E de la branche mobile du levier.

L'appareil a d'abord été essayé à mesurer l'allongement de plusieurs barres de fer, qui étaient fixées solidement à leur partie supérieure, et qui portaient à leur partie inférieure un plateau sur lequel on disposait les poids.

Pour éviter de percer les barres à éprouver, on avait fixé à ces barres au moyen d'un serrage énergique, des étriers qui portaient, l'un l'extrémité de la tige, l'autre le pivot de l'aiguille.

On avait adapté d'ailleurs sur les étriers deux appareils, l'un en avant, l'autre en arrière de la barre, afin de corriger les petites erreurs résultant de la torsion que les pièces éprouvaient sous l'action des charges.

On a éprouvé successivement des barres méplates :

De 200mm sur 93mm
De 270mm sur 52mm
De 157mm sur 36mm.

et l'on a trouvé très-sensiblement les mêmes allongements proportionnels, savoir :

0mm,09 sous une charge de	2 kilog.	par millimètre carré.		
0mm,18	—	4	—	—
0mm,28	—	6	—	—
0mm,37	—	8	—	—

résultats qui s'éloignent très-peu du chiffre généralement admis, de 0mm,50 sous une charge de 10 kilogrammes par millimètre carré de section.

La poutre qui fut ensuite soumise aux expériences était composée de deux plates-bandes, réunies ensemble par un treillis, dont les barres étaient inclinées à 45°. Chaque plate-bande était formée d'une lame horizontale de 220 millimètres sur 20 millimètres, d'une lame verticale de 250 millimètres sur 20 millimètres, et de deux cornières de 100 millimètres sur 100 millimètres et sur 12 millimètres; pour le treillis, les barres inclinées vers les points d'appui étaient des fers cornières de 75 millimètres sur 75 millimètres et sur 10 millimètres.

Les barres inclinées en sens inverse étaient en fer plat de 140 millimètres sur 9 millimètres et les deux extrémités étaient renforcées par un panneau plein.

Chacune des barres du treillis fut munie d'un levier coudé, tel qu'il vient d'être décrit précédemment.

Les résultats obtenus par ces expériences ont montré que les effets produits sur les barres du treillis étaient à peine la moitié de ceux indiqués par les formules ordinairement employées ; et que, vers le milieu de la poutre, les barres inclinées vers les points d'appui se trouvaient soumises à des tensions, tandis que les barres inclinées en sens inverse se trouvaient soumises à des compressions ; ce qui est en contradiction avec les hypothèses que l'on admet ordinairement.

Il paraît donc bien certain que la rigidité des assemblages dans les poutres en tôle, dont toutes les parties sont rivées avec soin, a une grande influence sur la flexibilité et sur la force des poutres à treillis ; il serait très-utile de mesurer les effets réels qui se produisent sur les grandes poutres des ponts existants et l'appareil à levier, imaginé par M. Dupuy, donne pour cela un moyen très-pratique et très-facile à appliquer. »

Ces expériences qui demandent à être poursuivies et précisées montrent bien toute l'influence qu'exerce la rivure sur la résistance du treillis, qui ne saurait qu'en théorie être considéré comme un système articulé. On peut donc être persuadé que le treillis est supérieur à l'âme pleine, non-seulement sous le rapport de l'effet architectural, mais encore sous le rapport de la résistance. Le sentiment des constructeurs paraît du reste l'avoir depuis longtemps deviné.

Nous pensons que c'est une bonne tendance que celle qui consiste à remplacer le treillis à lames minces et à mailles serrées par le treillis à larges mailles composé avec des fers spéciaux, tels que les doubles T et les fers Ω.

Nombre des poutres. — Considérant quel est au point de vue économique le nombre des poutres à adopter, on reconnaît que la construction sera d'autant moins coûteuse que le nombre des poutres sera moindre. En effet, il y a dans une poutre un poids accessoire considérable, dépensé pour les joints et assemblages, pour les renforts destinés à s'opposer au voilement, et ce poids accessoire n'entre pas dans les calculs de stabilité ; ce poids parasite se multiplie par le nombre des poutres. Avec deux poutres seulement on le réduit au minimum, et la plus grande partie du métal est utilisée directement pour la résistance.

Donc, lorsqu'on recherche l'économie et la légèreté, il faut employer le moindre nombre possible de poutres.

Cette remarque n'est vraie cependant que pour les portées de quelque importance : on ne devrait pas l'appliquer à de petites ouvertures. En effet, soit un pont de 8 mètres de large et de 8 mètres d'ouverture, les entretoises seront égales en longueur aux deux poutres principales et seront par suite d'une grande massiveté comparative. Au contraire, en adoptant plusieurs poutres principales, on réduit beaucoup les entretoises, et il est possible de réaliser en fin de compte une économie de métal. On fera bien de rechercher alors la combinaison la moins coûteuse, qui pour les petites ouvertures consistera généralement dans l'emploi de trois ou quatre poutres principales.

Position de la voie. — La position de la voie est variable suivant la portée et suivant la hauteur dont on dispose.

Pour les petites ouvertures, nous avons dit quelles considérations, guidaient dans le choix du système, et nous ne reviendrons pas sur ce sujet.

Avec des ouvertures moyennes, on peut placer la voie soit sur la semelle inférieure, soit au milieu de la poutre, soit au-dessus de la poutre.

Avec la voie posée sur la semelle inférieure, les deux poutres de rive forment garde-corps, et leur espacement d'axe en axe est égal à la largeur totale de la voie ; les poutres sont reliées et contreventées à la base par les pièces de pont, mais il est impossible de relier ensemble leurs semelles hautes, qui tendent sous l'influence des charges à se rapprocher l'une de l'autre ; cet effet est combattu par les goussets verticaux qui règnent transversalement aux poutres de rive sur toute leur hauteur ; mais ces goussets eux-mêmes ont l'inconvénient d'absorber une partie notable de la largeur, et forcent par suite à augmenter l'écartement des poutres de rive. Enfin, lorsque la hauteur des poutres de rive atteint 3 mètres, il paraît nécessaire de les contreventer plus énergiquement et il faut renoncer à la position inférieure de la voie.

Admettant la proportion usuelle de $\frac{1}{10}$ pour le rapport de la hauteur d'une poutre à sa portée, on reconnaît que la voie à la partie inférieure ne sera admissible que pour des ouvertures inférieures à 30 mètres.

Quelquefois, on place la voie à peu près à mi-hauteur des poutres, les assemblages des pièces de pont sont plus compliqués, ainsi que le contreventement

inférieur, mais les poutres sont évidemment moins exposées à se rapprocher dans ce système que dans le précédent. L'inconvénient résultant du grand intervalle qui règne entre les âmes des poutres de rive subsiste toujours ; il entraîne pour les piles et culées plus de longueur et par conséquent augmente les dépenses de fondation.

Le système le plus économique paraît donc être de placer la voie au sommet des poutres ; de la sorte, on réduit la largeur du pont et des piles ou culées au strict nécessaire, car il convient de soutenir les trottoirs en encorbellement au moyen de consoles fixées à l'âme des poutres de rive ; quant aux poutres principales, elles sont placées juste à l'aplomb des charges qu'elles peuvent avoir à supporter.

S'il s'agit par exemple d'un chemin de fer à deux voies, l'écartement des poutres de rive peut être réduit à 5 mètres d'axe en axe, et comme la hauteur d'une poutre ne doit pas pour la stabilité dépasser une fois et demie la largeur du tablier, il en résulte que la hauteur des poutres sera limitée dans ce cas à $7^m,50$, et l'ouverture des travées à 75 mètres. Pour des ponts à une seule voie les nombres précédents se trouveraient considérablement réduits.

Pour les très-grandes portées, les poutres de rive prennent une hauteur assez forte pour qu'on puisse les entretoiser à la partie supérieure, tout en ménageant une hauteur suffisante pour le passage des véhicules dont la voie est posée sur les semelles basses des poutres. On constitue ainsi la poutre tubulaire à parois pleines ou évidées; mais cette poutre n'est possible qu'au delà d'une certaine ouverture :

La hauteur réservée aux véhicules étant de $4^m,50$, la hauteur des pièces de pont $0^m,75$ et celle du contreventement supérieur $0^m,15$, il en résulte pour les poutres de rive une hauteur totale de $5^m,40$ et par suite une ouverture minima de 54 mètres pour les poutres tubulaires.

La largeur du tablier à deux voies ne dépassant guère 9 mètres, et la hauteur du tube devant être inférieure à une fois et demie cette largeur, cette hauteur serait limitée à $13^m,50$ et par suite la portée à 135 mètres environ. Au delà, il faudrait prendre des précautions spéciales pour s'opposer au renversement latéral.

Indépendance des voies. — Les ponts tubulaires de Britannia et de Conway sont à voies indépendantes et chacune des voies passe dans un tube distinct.

Cette disposition présente un avantage : elle permet de n'établir d'abord qu'une voie, en réservant pour l'avenir la construction de l'autre. On réduit ainsi la dépense de premier établissement, chose importante en bien des cas.

Enfin, la charge d'une voie est transmise également aux deux poutres de cette voie, qui fléchissent également ; il n'y a point d'efforts de traction transversaux susceptibles de déterminer des arrachements et des ferraillements.

C'est la raison principale qu'invoquaient autrefois les constructeurs pour la justification de l'indépendance des voies.

Elle n'est plus admise aujourd'hui, et l'expérience a montré que l'inégalité de la répartition des charges entre les deux, trois ou quatre poutres n'entraînait point une destruction plus prompte des assemblages.

La solidarité des voies est à peu près devenue la règle générale : elle augmente la largeur et par suite l'assiette du tablier, elle répartit les vibrations dans une masse plus considérable, et elle permet de réduire le nombre des poutres c'est-à-dire le poids du métal.

Poutres continues ou interrompues. — Les poutres continues inspiraient à l'origine une certaine crainte. Et, en effet, avec la discontinuité, c'est-à-dire en coupant les poutres sur les appuis, on calcule beaucoup plus facilement les efforts auxquels auront à résister les divers éléments des poutres : la semelle supérieure travaille toujours à la compression et la semelle inférieure à l'extension; un léger défaut de nivellement dans les appuis n'entraîne que des changements insignifiants dans la valeur des efforts, et aucun mécompte n'est à craindre de ce côté.

Le système discontinu permet l'emploi de la fonte dans la semelle supérieure qui résiste partout à la compression et cela peut être avantageux lorsqu'on veut recourir à des poutres armées. Mais c'est un cas bien rare.

On reproche à la continuité la variation dans la manière dont le métal peut travailler en certains points : on sait, en effet, que la continuité produit une sorte d'encastrement sur les appuis, de sorte que, dans une travée, la fibre neutre de la poutre possède deux points d'inflexion; les efforts auxquels les semelles sont soumises changent de sens lorsqu'on passe d'un côté d'un point d'inflexion à l'autre, et, comme les points d'inflexion varient avec les combinaisons de surcharges, il y a des portions de métal tantôt tirées, tantôt comprimées.

L'amplitude de ces variations est d'autant plus grande que la masse roulante est plus considérable par rapport à la masse fixe : ainsi, dans les poutres à petites portées, ces variations pourront exercer une influence fâcheuse et on renonce alors à la continuité.

Cet inconvénient n'existe plus pour des portées notables, et la poutre continue reprend alors tous ses avantages : la variation du point d'inflexion de la fibre neutre est peu considérable, elle est du reste peu à redouter, car les efforts supportés par les semelles dans le voisinage du point d'inflexion sont toujours faibles et agissent sur des sections que les nécessités de la construction forcent à conserver bien plus grandes que la théorie ne l'indique.

En réalisant un encastrement partiel, la continuité a pour effet de réduire la portée effective des travées; elle permet donc de réaliser sur le poids des semelles une économie qui s'élève à 15 ou 20 pour 100 pour des poutres à deux et à trois travées.

Le nivellement des appuis a, d'après le calcul, une grande influence sur la valeur du moment fléchissant maximum; ainsi, pour deux travées solidaires, on peut réduire le moment maximum de 25 pour 100 si l'on a soin d'abaisser convenablement le support de la poutre sur la pile intermédiaire entre les deux culées.

En général, on s'attache à placer tous les appuis au même niveau, et cette opération du nivellement doit être exécutée avec le plus grand soin et vérifiée après la mise en place.

Les poutres continues ont l'avantage d'un montage facile : on les construit dans l'axe du pont et on les fait avancer sur des rouleaux jusqu'à leur emplacement définitif.

Les poutres discontinues au contraire doivent être mises au levage par travées séparées ou construites sur des cintres.

On voit que la somme des avantages de la solidarité est supérieure à la somme des avantages de la discontinuité. C'est pourquoi celle-ci est généralement abandonnée pour les moyennes et grandes portées.

Poids des ponts métalliques. — Il est difficile de mettre en formules les poids des ponts métalliques exprimés en fonction de l'ouverture l; ces poids dé-

pendent essentiellement des hypothèses de surcharge, du système de voie et de tablier, du nombre des poutres, etc... Pour se guider à ce sujet, on consultera les nombreux exemples que nous avons donnés en choisissant ceux qui se rapportent à la construction qu'on a en vue.

Les ingénieurs allemands ont donné les formules suivantes, dont le lecteur ne devra se servir que dans des études préliminaires ou avant-projets :

1° *Ponts de chemins de fer.* — Les poids étant exprimés en kilogrammes et les ouvertures en mètres, le poids d'un mètre courant d'une voie unique de pont rail est de :

$375 + 25.l$ — pour des ponts légers de construction } tablier seul compris,
$400 + 30.l$ — pour des ponts ordinaires. . . . . . }
$800 + 30.l$ — par mètre courant de voie, tout compris.

2° *Ponts routes.* Le poids par mètre courant d'un pont route comprenant une chaussée de $5^m,50$ flanquée de deux trottoirs de $1^m,00$, soit $7^m,50$ de largeur totale, s'élève à :

$3600 + 42l$ avec chaussée empierrée de $0^m,20$ d'épaisseur,
$1300 + 28l$ avec chaussée en doubles madriers.

Le poids du métal seul par mètre courant est de :

$900 + 42l$ avec la chaussée empierrée,
$600 + 28l$ avec la chaussée en bois.

Mais, nous le répétons, ces nombres ne sont qu'approximatifs, et, dans le projet définitif, il faudra recourir aux poids réels déduits des dimensions de l'avant projet.

BOW-STRINGS ET POUTRES ARMÉES

Nous avons indiqué dans la partie théorique comment on composait les poutres bow-string (arc avec sa corde), ainsi que les poutres armées, et comment on en faisait le calcul. Ces poutres sont fort peu répandues en France et nous n'en dirons que quelques mots.

Bow-strings. — Le premier exemple des bow-strings se trouve au pont de Windsor construit par Brunel, en 1849, pour le passage du chemin de fer Great-Western sur la Tamise.

Le bow-string est formé d'un arc métallique dont la poussée sur les culées est annulée par un tirant horizontal, dirigé suivant la corde de l'arc. Cette pièce joue absolument le même rôle que le tirant d'une ferme ordinaire en charpente, lequel annule la poussée des arbalétriers.

Le pont biais de Windsor est à deux voies que soutiennent trois arcs de $57^m,25$ d'ouverture et de $7^m,60$ de flèche figure 1, planche XXXIV.

Les pièces de pont s'appuient sur le tirant et du point d'appui partent deux tiges de fer inclinées à 45° qui se partagent la charge verticale transmise par l'extrémité de la pièce de pont et transmettent cette charge à l'arc lui-même. Ainsi tous les croisillons travaillent à l'extension. L'écartement entre l'arc et le tirant est maintenu par des montants verticaux, soumis à la compression; cette

compression est la résultante verticale des deux croisillons qui aboutissent au sommet d'un montant.

La poussée à la clef de l'arc et la pression aux naissances se calculeront par la méthode élémentaire que nous avons indiquée en tête de la théorie des arcs métalliques.

La tension du tirant est égale à la poussée à la clef de l'arc ; en effet, si l'on considère la section transversale faite par le plan vertical médian, il y a équilibre entre toutes les forces moléculaires agissant dans cette section : or ces forces se réduisent à la poussée à la clef de l'arc et à la tension du tirant, toutes deux horizontales et dirigées en sens contraire ; donc ces deux forces doivent être égales.

Le pont de Windsor fut reproduit par les Anglais sur la ligne de Paris à Cherbourg pour le pont sur l'Orne à Caen et pour le pont d'Isigny.

Enfin, on a construit quelques bow-strings dans lesquels les poutres ne diffèrent de la poutre droite en treillis qu'en ceci que la semelle supérieure, au lieu d'être horizontale, est curviligne.

La hauteur de la poutre diminue donc depuis le milieu jusqu'aux culées, c'est-à-dire depuis le point où le moment est maximum jusqu'à celui où il s'annule. Par cette disposition, on arrive à obtenir des efforts constants et par suite des sections constantes dans toute l'étendue des semelles.

Nous ne pensons pas que cela soit avantageux, car il vaut bien mieux adopter une hauteur constante de la poutre, hauteur en rapport avec l'ouverture, et proportionner en chaque point la section des semelles à l'effort qu'elle doit subir. On réalise de la sorte une économie sérieuse de métal, et on obtient une disposition plus rationnelle.

Le bow-string a, en outre, le désavantage de la discontinuité forcée sur les appuis ; on ne devra donc pas l'appliquer aux ponts à plusieurs travées.

On ne peut dire qu'une chose en faveur du bow-string : c'est qu'il est plus élégant que la poutre droite.

Les remarques précédentes s'appliquent surtout aux bow-strings qui ne diffèrent des poutres en treillis ou à lattices que par la courbure de la semelle haute ; elles ne concernent pas les véritables bow-strings, que l'on doit plutôt considérer comme des poutres armées d'une manière particulière et qui sont susceptibles de rendre de grands services pour les larges ouvertures.

L'extension qu'on a donnée à l'invention de Brunel ne paraît donc pas heureuse.

Nous ne croyons pas non plus qu'on doive imiter le système inventé par M. Pauli, ingénieur bavarois ; dans ce système, les deux semelles sont cintrées symétriquement et la poutre, en forme du fuseau, ressemble à la baleine dont on se sert quelquefois pour exécuter les hauts remblais. Les deux semelles sont calculées de telle sorte qu'elles supportent un effort constant sur toute leur longueur, et que la tension ou la pression soient la même pour une surcharge uniformément répartie. La semelle inférieure consiste en un nombre plus ou moins grand de fers plats réunis par des boulons comme les mailles d'une chaîne Galles ; pour les portées notables, la semelle supérieure reçoit une section rectangulaire creuse composée avec des cornières et des tôles.

Les deux semelles sont réunies par des montants verticaux et des croix de Saint-André.

Ce système n'est guère usité qu'en Allemagne, et encore y est-il peu répandu.

Pont de Chepstow. — Au pont de Chepstow, établi par Brunel, en 1850, sur la Wye pour le passage du chemin de fer South-Wales, le bow-string a reçu son application rationnelle sous forme de poutre armée.

L'ouverture est de 90^{m},21, et l'ouvrage se compose de deux tabliers accolés portant chacun une voie. Chacun de ces ponts est formé à sa partie supérieure par un tube en tôle de 2^{m},75 de diamètre, très-légèrement arqué, et, à sa partie inférieure par deux poutres parallèles de 2^{m},286 de hauteur; la hauteur de la ferme en son milieu est de 15^{m},25 soit $\frac{1}{6}$ de la portée. Le tube et les poutres sont liés entre eux par les supports des extrémités élevés au-dessus des culées, et, dans l'intervalle, par des chaînes partant des extrémités du tube et venant supporter les poutres en deux points; de manière qu'on peut les considérer comme partagées en trois parties égales par les points de suspension, et les calculer comme des poutres de 30 mètres de portée seulement. Ce sont ces chaînes, placées des deux côtés du tube et soutenant chacune une poutre, qui jouent ici le rôle de tirants; cette disposition, par suite de laquelle le tube supérieur se trouve placé à une grande hauteur au-dessus de la voie, permet de lui donner un diamètre considérable et de le mettre par conséquent dans des conditions excellentes pour résister à la compression.

Pont Royal-Albert, à Saltash. — Le pont Royal-Albert, construit par Brunel, près de Plymouth, sur le Tamar, pour le passage du chemin de fer de Cornouailles est représenté en élévation par la figure 1 de la planche XXXV.

Il est formé de deux travées de 138^{m},68 d'ouverture, prolongées de part et d'autre par des viaducs en poutres droites d'ouverture décroissante.

Le tablier formé par deux poutrelles longitudinales en double T, que réunissent les pièces de pont supportant la voie est suspendu par des montants verticaux à un tirant polygonal formé de chaînes; ce tirant forme comme un arc dont la concavité est tournée vers le haut; il est relié par des montants verticaux et des croisillons à un tube convexe, lequel est soumis uniquement à la compression. Les poussées qu'il transmet à ses supports sont annulées par le tirant.

Considérons d'abord ce tube supérieur : sa section, composée d'arcs de cercle, est analogue à une ellipse dont le grand axe horizontal a 5^{m},105 et le petit axe vertical 3^{m},658. C'est une véritable colonne creuse dont la paroi est constituée par 24 feuilles de tôle longitudinales, rivées l'une sur l'autre à recouvrement dans le sens longitudinal, placées bout à bout dans le sens transversal et réunies par des couvre-joints. Bien que la forme aplatie s'oppose au voilement, on a cru devoir consolider la section par des nervures intérieures : il y a d'abord à l'intérieur du tube six nervures longitudinales dirigées suivant les rayons, de 356 millimètres de saillie et de 13 millimètres d'épaisseur; en outre, tous les 12^{m},20, on trouve un diaphragme annulaire transversal, dans le plan duquel se trouve un montant vertical, dont la section horizontale est une croix en tôle pleine renforcée aux extrémités de ses branches par des cornières. Ces montants descendent jusqu'aux poutres droites du tablier, et le tirant formé de deux cours de chaînes superposés les traverse; pour cette traversée, la section des montants est évidée et la matière est reportée sur deux feuilles de tôle verticales embrassant le tirant de chaque côté.

Le tirant est composé comme nous venons de le dire de deux chaînes superposées; les chaînons en fer méplat sont en nombre alternativement pair et impair, leurs extrémités pénétrant les unes entre les autres sont assemblées par un boulon comme dans la chaîne Galles.

Les abouts du tube sont transformés de manière à présenter des joues verticales planes sur lesquelles s'assemblent les chaînes du tirant.

Une remarque à faire c'est que les pièces de pont sont posées obliquement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, de manière à ce que le poids d'un essieu soit transmis en deux sections transversales différentes du tube. Ce système a été adopté dans quelques ponts suspendus.

Les poutres longitudinales du tablier peuvent être considérées comme soutenues d'une manière fixe à l'aplomb des montants verticaux, c'est-à-dire tous les $12^m,20$; ces longues poutres se trouvent donc transformées en poutres à douze travées solidaires. Elles ont $2^m,54$ de hauteur et possèdent une paroi pleine; leur semelle supérieure est cintrée dans le sens transversal et sa section est un arc de cercle concave vers le bas : cette disposition a pour but de s'opposer au voilement des semelles, mais elle exige une main-d'œuvre supplémentaire qui ne laisse point que d'être coûteuse.

Les entretoises de $0^m,356$ de hauteur supportent des madriers recouverts d'une couche de ballast, qui a l'avantage de s'opposer à la propagation des vibrations, mais qui constitue un poids mort considérable entraînant une augmentation du poids de la partie métallique.

Le poids du métal par mètre courant, pour une des voies, est de 6,575 kilogrammes, et la pression dans le tube atteint $6^k,6$ par millimètre carré. Si le système permet de franchir de grandes portées, en revanche il n'est pas économique.

Poutres armées. L'usage des poutres armées n'est guère répandu en Europe, surtout pour les grandes ouvertures; mais il en existe de nombreux spécimens en Amérique. Nous en avons indiqué quelques-uns avec la manière de les calculer dans la partie théorique de ce traité; M. l'ingénieur en chef Malézieux, dans son rapport de mission sur les travaux publics aux États-Unis d'Amérique, décrit les divers systèmes de poutres armées que l'on rencontre dans ce pays, et le lecteur pourra, s'il le désire, les étudier dans ce rapport. Nous en extrairons seulement les quelques traits suivants :

« Dans les poutres à grandes mailles, la semelle supérieure, qui ne travaille que par compression, se fait soit en fonte, soit en poutrelles creuses de tôle; sa section transversale est celle d'un caisson, d'une pièce évidée, quelquefois cylindrique à l'intérieur et polygonale à l'extérieur, plus rationnelle de forme que ne l'est un rectangle d'une épaisseur très-petite par rapport à la longueur de la pièce comprimée. Cette semelle est d'ailleurs divisée en tronçons qui n'ont besoin que d'être juxtaposés bout à bout et dont on limite la longueur bien moins à raison des difficultés de fabrication que pour ne pas diminuer la résistance à la compression; cette longueur est ordinairement comprise entre 3 et 4 mètres. C'est toujours au point de jonction de deux tronçons que viennent aboutir les liens verticaux ou inclinés. Un manchon spécial portant des oreilles venues de fonte pour le passage des tirants, peut faciliter l'assemblage. La semelle inférieure, qui ne travaille que par extension, se fait toujours en fer. Elle se divise en segments articulés correspondant à ceux de la semelle supérieure, c'est-à-dire ayant la longueur uniforme des panneaux entre lesquels la poutre est divisée. Cette semelle se compose tantôt de tôles diversement combinées, tantôt de chaînons ou anneaux allongés, tantôt de barres de fer méplat terminées par un œil à chacune de leurs extrémités. On en juxtapose horizontalement autant qu'il en faut pour avoir en totalité la section requise, section qui doit croître en approchant du centre des travées.

« La semelle inférieure n'existe pas dans les poutres armées proprement dites, la rigidité étant obtenue par des bielles verticales et des tirants.

« On peut faire en fonte et même par économie en bois, les liens qui doivent être rigides; mais on les fait aussi en tôles agencées de façon à résister au flambage. Les liens et contre-liens qui travaillent par extension sont des tiges cylindriques terminées par des boucles ou des barres de fer méplat terminées par des œils. Les tirants portent fréquemment et les contre-tirants portent toujours un pas de vis qui permet d'en régler la longueur et la tension postérieurement à la pose.

« La pièce capitale des assemblages est un fort goujon cylindrique en fer ou en acier, que sa forme rend également apte à recevoir et à transmettre dans tous les sens les efforts de compression des pièces rigides et les efforts de traction des autres : ces liens divers peuvent osciller autour de la charnière et prendre d'eux-mêmes la direction précise qui se prête le mieux à la transmission des efforts. »

L'avantage des grandes poutres armées sur les poutres en treillis rivées est de présenter par rapport à ces dernières, une économie notable dans le poids du métal et par suite dans la dépense.

Cette économie varie de 10 à 20 0/0 pour des portées de 40 à 60 mètres ; pour une portée de 80 mètres, elle peut atteindre 30 0/0.

Le pont Britannia de 140 mètres d'ouverture a absorbé 3,000 tonnes de métal ; les ingénieurs américains franchiraient la même ouverture avec 700 tonnes de métal. Pour ces grandes portées, l'économie atteint donc des proportions considérables, et il semble qu'elle ne doit être en partie achetée qu'aux dépens de la sécurité.

En Amérique, la hauteur des poutres varie de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{10}$ de l'ouverture ; elle est donc notablement supérieure à la hauteur adoptée en France, ce qui augmente le moment d'inertie des semelles et, à charge égale, diminue leur section et leur poids.

CHAPITRE IV

PONTS EN ARCS MÉTALLIQUES

Les ponts en arcs métalliques ont pris naissance dans la seconde moitie du huitième siècle, et l'usage s'en est développé peu à peu. Jusque vers 1850 les arcs furent presque toujours construits en fonte, et composés de voussoirs boulonnés les uns aux autres ; la théorie nous a montré que, pourvu qu'il existât une certaine relation entre les éléments de l'arc, cet arc était partout soumis à la compression, genre d'effort auquel la fonte est particulièrement propre à résister. Depuis une vingtaine d'années les arcs en fer ont pris faveur et nous en trouverons quelques exemples ; les arcs en acier commencent même à recevoir quelques applications.

Pont de Coalbroockdale, pont des Arts, pont d'Austerlitz. — L'idée de construire des ponts en métal est ancienne, et les architectes italiens du seizième siècle l'ont exposée dans leurs ouvrages. Mais le premier pont métallique de quelque importance, d'aprés Gauthey, est le pont de Coalbroockdale, bâti en Angleterre sur la Severn de 1773 à 1779, et représenté par les figures 1 et 2 de la planche XXVIII, extraites des œuvres de Gauthey.

Cet édifice, dit-il, a été projeté et exécuté par deux maîtres de forge célèbres, MM. John Wilkinson et Abraham Darley, et les pièces en ont été fondues à Coalbroockdale. Il offre une seule arche en arc de cercle approchant beaucoup du plein cintre, dont l'ouverture est de $30^{m},62$. Son plancher est porté par cinq fermes égales espacées de $1^{m},49$ d'axe en axe, et composées d'um arc principal en fer fondu, de 211 millimètres de largeur sur 133 d'épaisseur, et de deux portions d'arcs concentriques de 146 millimètres d'équarrissage. Le premier arc est fait de deux pièces qui s'assemblent au sommet de l'arche. Ces arcs sont réunis par des montants normaux assujettis avec des boulons, et portent par le pied sur une plaque en fonte de 10 centimètres d'épaisseur, établie sur un massif de maçonnerie. Sur cette plaque s'élèvent en outre des montants verticaux assemblés par des traverses, au travers desquels passent les arcs au moyen d'ouvertures qui y sont pratiquées. Des entretoises et des contrevents transversaux sont appliqués entre les montants verticaux de deux arcs voisins. La chaussée est composée d'une couche d'argile mêlée de scories de charbon, étendue sur des plaques de fonte. Il s'est fait des lézardes dans les culées, qu'on attribue à quelque vice de fondation et à l'effort des terres que ces culées supportent : il en est résulté la rupture de quelques pièces. A cela près, l'édifice est parfaitement conservé (1820).

En 1782, un sieur Montpetit présenta le projet d'une arche de 65 mètres

d'ouverture à exécuter à Paris, en face des Invalides. Les fermes, dont le dessin a été donné dans l'*Encyclopédie*, étaient formées de deux arcs concentriques, distants de 1m,62, composés d'une double lame en fer forgé de 325 millimètres de hauteur sur 20 d'épaisseur, dont les pièces terminées à chaque extrémité par un double T percé de quatre trous, étaient retenues et assemblées avec des montants normaux par des boulons.

En 1795, Telfort construisit sur la Severn le pont de Buildwas de 39m,65 d'ouverture et de 8m,23 de flèche. Le tablier est suspendu à l'arc dans la partie médiane et repose sur lui dans les parties latérales.

En 1802, M. Wilson construisit à Stains, sur la Tamise, un pont de 54m,85 d'ouverture et de 4m,88 de flèche. Les arcs sont formés de voussoirs ou châssis en fonte juxtaposés.

Le premier pont en fer construit en France est le pont des Arts, autrefois pont du Louvre, projeté par M. de Cessart et terminé par M. Dillon en 1803. Représenté par la figure 3 de la planche XXVIII, il comprend neuf arches de 17m,34 d'ouverture entre les piles dont l'épaisseur est de 1m,95. Chaque arche compte cinq fermes distantes de 2m,435 d'axe en axe, et chaque ferme consiste en un arc de 18m,51 de corde et de 3m,25 de flèche, composé de deux pièces de fonte de 0m,162 sur 0,081, assemblées au sommet de la ferme. Les retombées sur les piles sont reçues par des plaques de fonte encastrées dans la maçonnerie. Dans les tympans, on voit d'autres petits arcs reposant sur les grands arcs de deux arches voisines. Des montants verticaux et des contre-fiches consolident le tout. La liaison des fermes est opérée par des entretoises posées sur les grands arcs qu'elles embrassent par des parties saillantes.

Le pont des Arts existe encore : en 1852, l'arche marinière a été élargie ; on l'a construite en fer sans changer l'aspect de l'ouvrage et le dessin de l'élévation ; l'arc est en fer à double T, formé d'une âme pleine et de deux semelles assemblées par quatre cornières.

Le pont d'Austerlitz, construit par M. Lamandé de 1800 à 1806, avait des arcs en fonte reposant sur des piles en pierre : en 1855, on a substitué au métal des arcs en maçonnerie. L'ouverture des arcs en fonte était de 32m,36 et la flèche de 3m,236 ; chaque arc (figure 4, planche XXVIII) était composé de voussoir. évidés en fonte, de 1m,59 de longueur, comprenant trois arcs concentriques de 0m,135 sur 0m,068, réunis par des montants normaux de 0m,068 sur 0m,060s Sur les voussoirs reposent d'autres châssis formés d'arcs et de montants normaux. Les fermes, espacées de 2m,02 d'axe en axe, sont entretoisées par des barreaux en fonte, aboutissant aux lignes de joint des voussoirs et boulonnés avec ceux-ci. Les voussoirs avaient été posés sur cales de cuivre. Les tassements, qui avaient été de quelques millimètres au décintrement, augmentèrent ensuite jusqu'à huit centimètres par suite de ruptures assez nombreuses. Lors de la démolition des arcs en 1855, on constata plus de 4,000 ruptures.

Ce système de voussoirs, très-compliqué, d'exécution difficile, doit donc être rejeté, comme susceptible de ne donner qu'une sécurité médiocre.

Ce court historique achevé, nous arrivons aux ponts de construction moderne.

1° PONTS EN FONTE.

Pont du Carrousel. Système Polonceau. — En 1831, on se proposait d'établir en face de la rue des Saints-Pères, à Paris, un pont suspendu ; M. l'in-

génieur Polonceau arriva à lui faire substituer un pont composé d'arcs en fonte de son invention. Ce pont, terminé en 1833, s'est bien comporté jusqu'à ce jour; le système, après avoir trouvé quelques applications, est abandonné aujourd'hui, bien qu'il paraisse susceptible de rendre de réels services, grâce à quelques modifications.

Le pont du Carrousel, représenté par les figures de la planche XXIX, comprend 3 arches de 47^m,67 d'ouverture et de 4^m,90 de flèche; le rayon de l'arc d'intrados est donc de 60^m,49.

Chaque travée est formée de cinq arcs espacés de 2^m,80 d'axe en axe. Si l'on considère la section transversale d'un arc, c'est un ovale creux; cet ovale est formé de deux parties égales qui se touchent suivant le plan vertical passant par l'axe de l'arc. Chacune des deux parties symétriques porte en haut et en bas un collet, et les collets correspondants sont boulonnés l'un sur l'autre. L'arc entier peut donc se comparer à un tube creux courbé circulairement (fig. 6).

Le vide intérieur est rempli par des madriers en sapin P,P, qui donnent un léger surcroît de résistance, mais qui ont surtout pour but de s'opposer aux déformations et d'arrêter la propagation des vibrations.

La vue perspective d'une portion de ferme, dans laquelle une moitié de l'arc est supposée enlevée sur une partie de la longueur, montre nettement la disposition adoptée (fig. 3). Chaque moitié de l'arc n'est évidemment pas coulée d'une seule pièce, mais composée de segments qui s'assemblent bout à bout : les joints se découpent d'une moitié à l'autre. L'assemblage de deux segments ne se fait point par des faces planes rabotées comme c'est aujourd'hui l'usage, mais au moyen de coins en fer verticaux, placés les uns C et E au sommet et à la base de l'arc, l'autre D sur le côté sous un bouton K venu de fonte (fig. 3, 4, 5).

Sur le collet ou nervure supérieure de l'arc reposent des anneaux en fonte, analogues à des poulies à gorge creuse, dont les joues embrassent la nervure de l'arc; c'est par l'intermédiaire de ces anneaux R que le poids de la chaussée et de la charge roulante est transmis à l'arc. Les anneaux sont simplement posés sur l'arc sans aucune liaison et par leur partie haute ils soutiennent les longerons (fig. 7).

La figure 12, coupe transversale de l'arc et de l'anneau, fait saisir l'agencement de ces deux pièces.

L'écartement des anneaux est maintenu par des pièces creuses en fonte T, s'appuyant sur la circonférence des anneaux; à l'intérieur de ces pièces T sont logés des boulons en fer U qui réunissent deux anneaux voisins (fig. 3).

Les entretoises se divisent en entretoises obliques V et entretoises horizontales F; les entretoises obliques sont des bielles en fonte à section en croix; les entretoises horizontales sont des cylindres creux dans l'axe desquels on voit logés des tirants en fer forgé (fig. 2).

Sur les longerons en fonte reposent des pièces de pont en bois qui soutiennent une chaussée en empierrement et des trottoirs en asphalte.

Le caractère de cette construction est de transmettre les charges à l'arc seul, sans faire intervenir la résistance des tympans qui ne jouent ici que le rôle de supports; maintenant au contraire, tout en calculant l'arc comme s'il devait résister seul, on s'arrange de manière à le rendre solidaire des tympans, de sorte qu'il concourt à la résistance et amoindrit les flexions et vibrations de l'arc.

Sous le poids d'un escadron marchant au pas, par quatre de front, l'abaissement du sommet des arcs est de 3 millimètres; il atteint 8 millimètres au pas-

sage de deux voitures pesant 1,800 kilogrammes. Les plus grandes vibrations au passage de ces charges n'ont pas dépassé deux millimètres et demi d'amplitude.

Lorsqu'on passe sur le pont du Carrousel, on sent très-bien les vibrations qui sont transmises par le tablier, et, faute de mesure exacte, on est porté à les amplifier. En réalité on voit qu'elles ne sont que de quelques millimètres.

Ces vibrations tiennent au système même, et ne sauraient inspirer de craintes sérieuses pour la stabilité de l'ouvrage.

Pour une arche, le poids total du métal est de 256,000 kilogrammes, soit 5,400 kilogrammes par mètre linéaire de pont.

Le poids du plancher était à l'origine, pour une travée, de 290,000 kilogrammes.

La charge fixe d'une travée s'élevait donc à 546,000 kilogrammes; et la charge d'épreuve, à raison de 200 kilogrammes par mètre carré sur 11 mètres de largeur, donnait un supplément de 104,000 kilogrammes.

Sous la charge fixe, la pression par millimètre carré de la section d'un arc atteignait $1^{kg},40$ et $2^{kg},31$ quand on ajoutait la charge d'épreuve.

Prix de revient par mètre courant : 6,000 francs.

Perfectionnements proposés par Polonceau. Autres ponts du même système. — 1° Comme premier perfectionnement, Polonceau recommande de faire porter les entretoises contre le milieu des arcs au lieu de les faire porter contre les collets, qui sont susceptibles de se rompre sous l'action d'un déplacement transversal accidentel.

2° Au lieu de juxtaposer les collets des deux moitiés d'un arc, comme on l'a fait au pont du Carrousel (figure 12, planche XXIX), et de les embrasser entre les deux lames formant la gorge des anneaux superposés, il vaut mieux écarter les collets en les réunissant par un boulon et établissant à leurs bases des diaphragmes horizontaux AA, figure 13, qui s'arc-boutent l'un contre l'autre. On fait porter alors les lames des anneaux sur les collets de l'arc, en les y fixant par des cales à rosettes BB; cette disposition a l'avantage de renfler un peu la section de l'arc et de donner une bien meilleure assiette aux lames de l'anneau, sans être forcé pour cela d'entailler avec soin la partie supérieure de l'arc, ni de lui donner de surépaisseur; en outre, on réduit le diamètre des anneaux. On a objecté que le boulon réunissant deux collets écartés peut, en cas de déplacement transversal, entraîner la rupture de ces collets; mais, d'abord la tension du boulon est limitée à ce qui est nécessaire pour obtenir le rapprochement des deux moitiés de l'arc; ensuite, ce boulon est très-voisin des diaphragmes A et placé à la base des collets; enfin, si l'on avait quelque crainte, on pourrait, figure 14, envelopper ce boulon d'un manchon en fonte C, lequel manchon est en usage, comme nous l'avons vu, pour entretoiser les parois planes des chaudières à vapeur.

3° Pour avoir des pièces faciles à couler et à mettre en place, on doit limiter à quatre ou cinq mètres la longueur des segments des arcs; le joint est nécessairement une partie faible, peu capable de résister aux efforts transversaux. Aussi Polonceau a-t-il eu l'idée de le renforcer en terminant les segments par des collets qui se retournent suivant la section transversale de l'arc, figures 8 à 11, planche XXIX; ces collets boulonnés l'un à l'autre unissent fortement tous les segments entre eux. Les collets ne sont pas rabotés et juxtaposés l'un à l'autre, comme on le ferait aujourd'hui; Polonceau serre les segments les uns contre les autres en enfonçant au marteau entre les collets des rondelles cunéiformes en fer, et garnissant les interstices avec un mastic à la limaille de fer.

Il va sans dire que le calage ne doit pas être exagéré de manière à donner une poussée horizontale notable sur les culées, il doit être simplement suffisant pour donner de la rigidité à l'arc et pour le placer dans les mêmes conditions que s'il était fait d'une seule pièce ; sans le calage, il pourrait y avoir un certain jeu entre les segments, et il se produirait sous l'influence des charges roulantes, des chocs capables de déterminer une rupture.

4° Les embases d'un arc doivent être appliquées sur une pierre dure de grande dimension, posée normalement à la section des naissances, et les assises qui supportent cette pierre de retombée doivent avoir la même inclinaison. En faisant cette recommandation, Polonceau a bien compris un point capital à rechercher dans la construction des arcs en fonte : c'est l'incompressibilité et l'immobilité absolues des plaques en fonte et des pierres qui reçoivent la retombée des arcs.

Les arcs en fonte conviennent bien pour les passages biais, puisque chacun de ces arcs ne diffère en rien d'un arc droit et qu'il y a seulement à préparer soigneusement sur les culées les redans destinés à recevoir les retombées des arcs. Comme exemple nous citerons le pont construit à la rencontre du chemin de fer du Nord et du canal Saint-Denis.

Comme nous l'avons dit, le système de Polonceau est aujourd'hui abandonné : les ponts en fonte sont plus massifs et les tympans sont solidaires des arcs ; on s'oppose ainsi à la propagation des vibrations, tandis que Polonceau laissait à l'élasticité de la fonte un jeu absolument libre et aussi uniforme que possible. La preuve que ces vibrations non contrariées, s'exerçant d'une manière générale, ne sont pas contraires à la solidité, c'est que les ponts du système Polonceau subsistent encore sans altération. Il est évident qu'ils exigent beaucoup de soin dans la construction et dans le choix du métal.

Il semble que l'usage de l'arc à section ovale creuse serait avantageux pour les grandes portées, puisqu'il permet de composer chaque arc avec deux ou même avec quatre cours de segments. Au lieu de remplir le creux avec des madriers de sapin, il est probable qu'aujourd'hui on le laisserait vide ou bien qu'on le remplirait avec de bon béton.

Pont sur le Rock-Creek. — M. Malézieux, dans son *Rapport de mission sur les travaux publics aux États-Unis,* cite une application très-curieuse des arcs creux en fonte. Cette application nous a paru devoir être utilement placée à la suite du système Polonceau, dont elle se rapproche beaucoup :

Pour faire passer la conduite d'eau de la ville de Washington sur les rivières College Branch et Rock-Creek, on s'est borné à appuyer sur deux culées deux files curvilignes de tuyaux à brides posés bout à bout comme [illegible] voussoirs suivant un arc de cercle.

Nous empruntons à M. Malézieux la figure 2 de la planch [illegible]
la traversée du Rock-Creek, dont il donne l[illegible]
« Sur le Rock-Creek l'arc a 61 mètr[illegible]
tuyaux sont en fonte et ont 1m,22 d[illegible]
fiques, appuyés sur les deux condui[illegible]
de largeur. Ce pont dessert une [illegible]
town ; des omnibus le parcouren[illegible]
Depuis plus de dix ans que ce[illegible]
Meigs est réalisée et soumise [illegible]
avoir donné lieu à aucun [illegible]
d'autres travaux d'entret[illegible]
tous les deux ans, et de[illegible]



Pont de Villeneuve Saint-Georges. — Le pont de Villeneuve-Saint-Georges, que représentent les figures 2 à 5 de la planche XXX, a été construit par M. l'ingénieur Poirée, sous les ordres de M. Julien, pour la traversée de la rivière d'Yères, par le chemin de fer de Paris à Lyon.

Il comprend trois arches de 15 mètres d'ouverture, surbaissées au dixième, et son axe fait avec le fil de l'eau un angle de 60°. Il est dans une courbe de 1000 mètres de rayon, ce qui a forcé à porter à $8^m,40$ la distance entre les parapets.

L'adoption d'arcs en fonte au lieu d'arcs en maçonnerie était nécessitée par le peu de hauteur disponible et par la grande inclinaison du biais.

Chaque arche est formée de sept arcs en fonte, ayant $0^m,55$ de hauteur à la clef et une dimension de $0^m,70$ suivant le rayon des naissances; les sections de ces arcs pleins sont indiquées par les figures 4 et 5. Les arcs de tête sont composés avec cinq voussoirs, et les arcs intermédiaires avec trois seulement. A chaque voussoir de tête est adhérente la partie correspondante du tympan venue de fonte avec lui.

Les piles et culées sont en maçonnerie; mais sur les piles les retombées de deux arcs en prolongement l'un de l'autre sont reçues par un sommier trapézoïdal en fonte, surmonté lui-même d'un panneau plein en fonte prolongeant la pile. Le dernier morceau du tympan s'assemble à rainure avec ce panneau, et de la sorte on laisse un certain jeu à la dilatation.

Sur le sommet des arcs et sur l'horizontale supérieure des tympans, on a boulonné une corniche moulurée en fonte surmontée d'un parapet également en fonte.

Les arcs sont entretoisés par un plancher formé de plaques de fonte supportant une couche de ballast de 1 mètre de hauteur.

Les voussoirs d'un arc s'appuient l'un sur l'autre par des portées soigneusement rabotées.

On voit que, dans cette construction, on a recherché la massiveté et non la légèreté, comme au pont du Carrousel.

« Dans les ouvrages destinés à supporter les rails d'un chemin de fer, dit M. Poirée dans sa notice descriptive, la légèreté n'est pas une condition rationnelle; le poids énorme et la grande vitesse des véhicules qui parcourent ces voies, déterminent des ébranlements considérables dont les effets destructeurs augmentent proportionnellement à la réduction de masse des constructions qui doivent en subir l'action. Si le système est léger et rigide, les parties peuvent en être brisées ou désunies; s'il est léger et élastique, il peut subir des déformations qui en altèrent à la longue la solidité. Il y a donc avantage, à ce point de vue, pour les viaducs de chemin de fer, à augmenter la masse de la construction dans des limites qui soient compatibles avec l'économie et la régularité des formes.

« La charge permanente répartie sur la travée tend à restreindre, entre des limites très-resserrées, la partie de la flexion résultant des déformations des arcs, et elle a surtout pour effet de diminuer les oscillations et les vibrations du système sous l'action d'un poids roulant.

« La disposition adoptée, en reliant les arcs par un plancher général, donne au contreventement une perfection qu'on est loin d'atteindre avec des pièces isolées; la parfaite solidarité de l'ensemble des arcs empêche les déversements et favorise la régulière distribution des efforts. »

Le poids total des fontes absorbées par le pont de Villeneuve-Saint-Georges est

de 272,120 kilogrammes, et il faut compter en outre 3,597 kilogrammes de fer pour boulons, tirants, cales et vis.

M. Poirée fait remarquer que, dans le calcul, on suppose les pressions uniformément réparties sur toute la section de l'arc, mais que cela n'est pas vrai dans la pratique; sous l'influence des variations de température et de charge, la flèche de l'arc est soumise à des variations continuelles, et il n'y a qu'une valeur de la flèche pour laquelle on obtienne la répartition uniforme.

Cette variation des flèches est nettement indiquée par les cales qu'on interpose entre les abouts des arcs et leur embase; ces cales étant posées par un temps froid et enfoncées au marteau, si le soleil vient à darder ses rayons sur l'arc, on s'aperçoit que les cales ne tiennent plus et qu'on peut les enlever à la main. Donc, suivant le sens de la variation de la flèche, les joints des voussoirs tendent à s'ouvrir à l'extrados ou à l'intrados, et les pressions s'accumulent à l'intrados ou à l'extrados. Cet effet se trouve contrarié par le boulonnage plus ou moins énergique, et la variation est amoindrie lorsque la charge permanente a une valeur considérable; en tous cas, il semble prudent d'en tenir compte et de rester pour la valeur de la charge supposée uniformément répartie bien au-dessous de la limite qu'indiquent les expériences faites sur des prismes en fonte chargés debout.

Il existe donc dans les arcs en fonte de grande hauteur, notamment près des appuis, des pressions obliques sur l'arc moyen, et ces pressions peuvent devenir très-dangereuses avec des arcs évidés, ainsi qu'on l'a vu au pont d'Austerlitz.

Pour les grandes portées, on ferait bien de ne pas adopter des arcs de grande hauteur; mieux vaudrait, comme Polonceau l'a indiqué, composer l'arc avec deux sections symétriques accolées.

M. Poirée s'est livré à des recherches sur les pressions transmises aux arcs de quelques ponts connus; les résultats en sont consignés au tableau suivant :

INDICATION DES OUVRAGES.	MODE DE CONSTRUCTION.	ESPACEMENT DES ARCS.	OUVERTURE.	FLÈCHE.	HAUTEUR DES ARCS.	PRESSION PAR MILLIM. CARRÉ POUR LA CHARGE FIXE.	PRESSION TOTALE, CHARGE ET SURCHARGE RÉUNIES.
		m.	m.	m.	m.	kg.	kg.
Pont d'Austerlitz.	Voussoirs évidés	1.95	32.30	3.23	1.25	3.95	4 40
Pont du Carrousel.	Syst. Polonceau.	2.80	47.00	4.90	0.84	1.90	2.51
Viaduc du canal Saint-Denis.	Id.	2.10	31.22	3.45	0.84	1.03	1.81
Viaduc de Villen.-St-Georges	Double T.	1.34	15.00	1.50	0.55 et 0.70	1.73 et 1.88	2.59 et 2.81
Viaduc du Mée.	Id.	1.34	40.00	5.00	1.15	1.81	2.34
Viad. de la gare de Charenton	Id.	1.34	35.00	4.00	1.00	1.81	»
Viaduc de Bernières.	Id.	1.13	22.00	2.45	0.50	1.19	1.95
Viaduc de Montereau. . . .	Id.	1.13	24.60	3.13	0.50	1.19	»
Viaduc de Nevers.	Id.	1.12	42.00	4.55	1.15	2.00	2.70
Viaduc du Rhône.	Id.	1.25	60.00	5.00	1.70	2.80	3.36
Viaduc de la Mulatière. . .	Syst. Polonceau.	1.20	40.14	4.50	0.90	1.00	1.44

Nous ne rapporterons pas les expériences de M. Poirée sur l'influence de la température et des charges roulantes, car nous trouverons plus loin d'autres expériences du même genre, et nous rappellerons seulement une de ses prescriptions, fort importante pour les arcs en fonte :

Les dimensions des piles élevées entre des travées composées de grands arcs doivent être établies de manière à résister dans une certaine limite aux poussées résultant des charges accidentelles.

Pont de Nevers. — Le pont de Nevers (figure 1, planche XXX), construit, en 1849, sous la direction de M. l'ingénieur Boucaumont, pour l'embranchement du chemin de fer du centre, comprend sept arches de 42 mètres d'ouverture et de $4^m,55$ de flèche.

Chaque arche est formée de sept arcs en fonte espacés de $1^m,3125$ d'axe en axe. Ces arcs sont pleins : leur section est un double T, dont les branches externes sont recoupées pour les arcs de rive ; leur hauteur est de $1^m,15$ et leur épaisseur de $0^m,035$; un arc est constitué par onze voussoirs, qui se touchent par des portées parfaitement rabotées et qui sont boulonnés les uns aux autres par l'intermédiaire de collets transversaux saillants.

Dans chaque arche on compte 120 entretoises horizontales formées par des tubes creux en fonte de $0^m,08$ de diamètre, à l'intérieur desquels sont logés des tirants en fer forgé de $0^m,03$; on compte en outre 36 croix de Saint-André, placées dans des plans normaux à l'intrados (fig. 6 à 12).

Enfin, le contreventement est complété par un plancher en plaques de fonte reposant sur les tympans ; ceux-ci sont évidés et formés de châssis dont les côtés ont une section en T et les diagonales ou traverses une section en croix à quatre branches égales ; l'épaisseur uniforme de toutes les pièces de châssis est de 30 millimètres. Ces châssis dessinent dans les tympans comme une arête de poisson.

Sur la ligne horizontale supérieure de ces tympans évidés, on boulonne une corniche pleine en fonte moulurée qui supporte elle-même un garde-corps en fonte.

Le plancher en fonte et les deux corniches constituent un coffre de $7^m,90$ de large et de $0^m,75$ de haut, que l'on remplit de ballast. La voie est posée dans ce ballast comme elle le serait en plaine.

Les piles et culées sont en maçonnerie ; les piles règnent sur toute la hauteur de l'ouvrage et forment entre les arches des massifs qui rendent moins facile la propagation des vibrations. Ces piles reposant sur un socle de $6^m,10$ de largeur n'ont que $5^m,10$ au niveau de la retombée des arcs, et le pilastre qui les surmonte n'a que $3^m,50$.

Les tympans pénètrent dans une rainure ménagée dans la maçonnerie et on a eu soin de leur réserver un certain jeu.

Les voussoirs de retombée de chaque arc sont reçus sur des coussinets en fonte, dont les figures 8 et 12 donnent l'élévation et la coupe ; ces coussinets évidés, à nervures transversales, ont une large base d'appui sur les maçonneries ; des cales, interposées entre eux et le voussoir extrême permettent de régler la pose et de rendre tous les voussoirs parfaitement jointifs.

Les épreuves furent faites de la manière suivante :

1° Passage sur une seule voie de trois locomotives avec tenders, occupant 59 mètres de longueur et pesant 96,000 kilogrammes ;

2° Passage de deux trains ainsi formés sur les deux voies en même temps ;

3° Stationnement des deux trains sur chaque arche ;

4° Mêmes expériences en attelant à chacun des groupes de 3 locomotives 24 wagons de ballast pesant 5 tonnes;

5° Réunion des six locomotives et de tous les wagons de manière à former un train de 350 mètres, c'est-à-dire plus long que le viaduc.

Lorsqu'un train arrivait à une travée, la travée voisine se relevait d'une quantité variant de $0^m,0015$ à $0^m,0012$. On a constaté que les arches revenaient très-sensiblement à leur position première après le passage des trains, que la vitesse des trains était sans influence sensible sur l'abaissement des arcs.

Sous la charge de deux trains de 3 locomotives arrêtés au milieu des arches, les arcs ont baissé en moyenne de 8 millimètres; l'abaissement maximum a été de 12 millimètres.

Les variations de flèche produites par la température sont bien autrement considérables; ainsi, la température de l'air variant d'une vingtaine de degrés, la flèche des arcs variait de 18 millimètres.

Après les épreuves, on a visité attentivement toutes les pièces et on n'a constaté ni rupture, ni déformation.

Pont de Tarascon. — Le pont de Tarascon, représenté par les figures 1 de la pl. XXXI et 2 à 5 de la pl. XXXII, a été établi sur le Rhône, entre Beaucaire et Tarascon, pour relier la ligne d'Avignon à Marseille avec la ligne de Cette.

Il comprend sept travées de 62 mètres d'ouverture entre les faces verticales des piles dont l'épaisseur est de 9 mètres. Les piles portent au niveau de la naissance des arcs une sorte de chapiteau faisant saillie d'un mètre sur la face verticale inférieure et recevant la retombée des arcs en fonte. Par cette disposition, l'ouverture des arcs en fonte est réduite à 60 mètres; leur flèche est de $5^m,00$. Les travées sont séparées par des piles de 21 mètres de long et de 9 mètres de large.

Les piles règnent sur toute la hauteur du pont; elles sont destinées à former culées en cas de rupture d'une travée et à éteindre les vibrations dues au passage des trains. La fondation en est descendue à 8 ou 10 mètres au-dessous de l'étiage; cette fondation très-coûteuse est indiquée sur l'élévation générale.

Le massif de béton, qui supporte une pile, repose sur le sable par une surface de 260 mètres carrés; la pression transmise à cette surface comprend :

Le poids propre de la pile.	11000 tonnes.
Le poids d'une arche balastée.	1700 —
Le poids de deux trains de marchandises couvrant l'arche	300 —

La pression sur le sable est de 5 kilogrammes par centimètre carré, et le passage des trains n'entre que pour $\frac{1}{48}$ dans la valeur de cette pression.

Chaque travée est franchie par huit arcs en fonte; l'espacement des arcs intermédiaires est de $1^m,25$ d'axe en axe, et les arcs de rive sont à $1^m,355$ des précédents.

Nous avons fait le calcul de ces arcs au chapitre I[er] du présent ouvrage, et la figure 9 *bis* de la planche II en représente la section. Chaque arc, de $1^m,70$ de hauteur, est composé de dix-sept voussoirs; les voussoirs des naissances reposent sur des coussinets en fonte placés sur les coussinets en granit des piles.

Sur les voussoirs reposent les tympans en fonte qui comprennent deux séries de pièces : 1° des montants ou panneaux rigides, avec deux évidements rectangulaires, ils ont $1^m,10$ de large et sont à cheval sur les joints des voussoirs en s'appuyant sur la plate-forme de l'entretoise horizontale qui relie la partie su-

périeure des joints des voussoirs ; 2° des châssis légers et évidés placés entre les montants.

Les arcs sont entretoisés à l'intrados et à l'extrados par des pièces horizontales en fonte. Les entretoises d'extrados sont des caisses renversées de 0m,185 de hauteur et de 0m,04 d'épaisseur ; elles sont entaillées à leurs extrémités et présentent une mortaise à queue d'hironde qui embrasse les faces de joint de deux voussoirs contigus ; ces faces portent à cet effet des redans venus de fonte avec les voussoirs. Les entretoises d'intrados sont la moitié des précédentes. La rigidité de cet entretoisement a permis de supprimer les croix de Saint-André transversales.

Les tympans sont entretoisés par des croix de Saint-André et par le plancher supérieur formé de plaques de fonte bombées de 0m,018 d'epaisseur, boulonnées entre elles et avec les tympans ou voussoirs.

Les tympans et arcs de rive supportent une corniche moulurée et un gardecorps en fonte ; à l'intérieur de la corniche, on voit un mur en maçonnerie ordinaire recouvert d'une dalle horizontale formant trottoir.

Le coffre formé par les deux murs de rive et le plancher en fonte est rempli d'une couche de ballast servant à l'établissement de la voie.

Les arcs en fonte ont été montés sur un cintre en charpente. Sur les coussinets en granit, aussi bien dressés que possible, on a appliqué une couche de mastic au minium sur laquelle on a posé les coussinets en fonte ; ceux-ci ont été présentés plusieurs fois jusqu'à ce qu'on ait obtenu un contact satisfaisant, puis on les a battus avec un mouton de bois de manière à réduire à 0m,001 l'épaisseur de la couche de mastic. Et, enfin, on les a fixés et scellés d'une manière définitive.

Les joints des voussoirs sont parfaitement rabotés et protégés contre l'oxydation par une couche de peinture au minium très-claire ; les voussoirs sont présentés et ajustés sur l'épure avant le levage, et le montage a lieu des naissances vers la clef.

Influence des variations de température. — Les variations de température produisent sur les arcs en fonte des variations de flèche très-considérables, qui ont été observées avec soin par MM. les ingénieurs Desplaces et Collet-Meygret et relatées dans un mémoire inséré aux *Annales* de 1854.

Mais la difficulté est de connaître la température réelle de la fonte, qui diffère notablement de la température atmosphérique extérieure. Pour y arriver, on a pratiqué dans les voussoirs des trous que l'on remplissait de mercure, et au sein du mercure on logeait la boule d'un thermomètre, que nous appellerons thermomètre intérieur, par opposition au thermomètre extérieur suspendu à l'air libre au-dessus du voussoir.

En juin, juillet, août, septembre et octobre 1851, le thermomètre extérieur a oscillé de 3° à 31°. A 6 heures du matin, le thermomètre intérieur était toujours plus bas que le thermomètre extérieur et la différence a atteint 6°. Cette différence diminuait et finissait par s'annuler vers 8 ou 9 heures ; à partir de 10 heures, le thermomètre intérieur dépassait le thermomètre extérieur, la différence prenait son maximum de 2 à 3 heures de l'après-midi, et ce maximum variait de 9° à 16°.

Ainsi, c'est au thermomètre intérieur seul qu'il faut s'en rapporter pour connaître la température exacte de la fonte.

Le relèvement de la clef de chaque arc a toujours été proportionnel à l'accroissement de température, et ce relèvement a été en moyenne de 0m,00135 par

degré centigrade. La différence de température entre les deux arcs extrêmes, exposés l'un au midi, l'autre au nord, n'a pas dépassé 5°, et la différence entre deux arcs contigus n'a pas dépassé 3°. Les entretoises communiquent d'un arc à l'autre une partie de la différence de température et de la différence de relèvement.

Influence de la peinture. — La peinture dont les pièces de fonte sont recouvertes a une influence notable sur leur température intérieure. Ainsi, la température au soleil et à l'air étant de 40°, les voussoirs prenaient la température suivante :

39°	s'ils étaient peints	en blanc à l'huile,
45°	—	en jaune à l'huile,
46°	—	à l'état brut sans enduit,
49°	—	peints en rouille à l'huile,
52°	—	en rouge à l'huile,
53°	—	au vert olive à l'huile,
54°	—	au sable avec du coaltar et de la chaux,
55°	—	en noir à l'huile.

Partant de là, on a recouvert les faces extérieures des voussoirs directement exposées au soleil d'une peinture en gris d'acier à l'huile et les faces intérieures en noir au sable avec du coaltar et de la chaux.

Ces faces, préalablement décapées et brossées ont reçu d'abord une couche de coaltar pur, puis une autre couche composée en poids de $\frac{2}{3}$ de coaltar et de $\frac{1}{3}$ de chaux en poudre et saupoudrée de sable; cet enduit a coûté de 0f,50 à 0f,70 le mètre carré.

Abaissements à la clef pendant la pose du ballast. — Le ballast a été posé en trois couches à peu près égales, pesant en tout 507,600 kilogrammes; chaque couche a produit à la clef des arcs intermédiaires un abaissement de 8 millimètres, soit 24 millimètres d'abaissement total.

Charges roulantes. — Pendant les épreuves par charges roulantes, on a reconnu que le mouvement transversal de flambage et le mouvement dans le sens longitudinal étaient sensiblement nuls : la déformation en plan n'est donc pas appréciable.

Pour chaque augmentation de charge de 100 tonnes, également réparties sur le plancher, l'affaissement à la clef des arcs est de 0m,004 lorsque ces arcs ne supportent aucune charge permanente, et il est compris entre 0m,003 et 0m,0033 lorsque les arches sont complètes. L'affaissement pour chaque chargement de 100 tonnes diminue à mesure que la charge des voûtes augmente de poids et de rigidité.

Coefficient d'élasticité de la fonte. — En calculant l'abaissement théorique que devaient prendre les arcs à la clef, MM. Desplaces et Collet-Meygret sont arrivés à des résultats qui se trouvent en désaccord complet avec ceux que fournit l'expérience. C'est qu'ils avaient adopté pour la valeur du coefficient d'élasticité E de la fonte le nombre 12,000,000, qui ne convient qu'à des pièces de petites dimensions.

Pour de la fonte mise dans des conditions de dimensions et d'appui analogues à celles du pont de Tarascon, il convient de réduire la valeur du coefficient d'élasticité à 6,000,000, ainsi que l'ont montré des expériences directes exécutées sur les pièces du viaduc.

Pour des fontes différentes et de dimensions plus fortes, le coefficient d'élasticité peut même descendre à 3,000,000.

Voici du reste les conclusions des savants expérimentateurs :

On peut considérer comme inégalement élastiques les deux métaux que l'on distingue dans une même pièce de fonte lorsqu'on vient à la rompre. Le métal extérieur, qui a été soumis à la trempe, est le plus résistant et le moins élastique, c'est-à-dire celui pour lequel E a la plus grande valeur, et le métal inférieur, à tissu plus lâche, est le moins résistant et le plus élastique, c'est-à-dire celui pour lequel E a la plus petite valeur. De ces considérations on déduit que : 1° de deux pièces semblables de la même fonte, la plus grosse donnera la plus faible valeur de E ; 2° une même pièce, chargée de la même manière et sous les mêmes assemblages, donnera, lorsqu'elle sera présentée sous différentes faces, des valeurs moyennes de E différentes, dépendantes du moment d'inertie de sa section comparé au moment d'inertie de son périmètre ; 3° dans une même pièce de fonte on trouvera pour E une valeur d'autant moindre que, dans les joints d'assemblage et par le mode de chargement, on laissera libre une plus grande portion du périmètre, de manière qu'une plus grande partie du métal extérieur, le moins élastique, soit entraînée par le métal intérieur, le plus élastique, au lieu de le retenir.

La frayeur qu'inspirait l'emploi des grosses pièces de fonte n'est donc pas justifiée; si les voussoirs évidés du pont d'Austerlitz ont éprouvé tant de ruptures, ce n'est pas que les voussoirs y fussent trop chargés, c'est qu'ils étaient assemblés avec trop de rigidité et coulés sous des épaisseurs très-faibles, réduisant au minimum leur élasticité. — Au contraire, les pièces en fonte d'une épaisseur notable sont beaucoup plus élastiques que le fer : à section égale, elles résistent beaucoup mieux que lui à la compression et coûtent moins cher. Leur emploi semble donc avantageux, tant qu'elles n'ont pas à résister à des efforts de traction.

Cette conclusion paraît généralement admise aujourd'hui, ainsi que nous le dirons plus loin, d'autant plus que la fonte résiste infiniment mieux que la tôle et le fer à l'influence destructive des intempéries atmosphériques et de la rouille.

Viaduc du Var. — Le viaduc construit sur le Var pour le passage de la ligne de Toulon en Italie comprend six arches en fonte de 50 mètres d'ouverture et de $4^m,50$ de flèche, dont les naissances se trouvent à $4^m,45$ au-dessus de l'étiage.

Les piles ont 4 mètres d'épaisseur à la base et les culées 12 mètres.

Une arche est composée de six arcs : les quatre arcs d'amont, espacés de $2^m,25$ d'axe en axe pour les arcs extrêmes et de $1^m,32$ seulement pour les deux arcs intermédiaires, portent une double voie ferrée, les deux arcs d'aval, espacés de $5^m,64$ d'axe en axe, livrent passage à une route ordinaire, et les deux arcs contigus de la voie ferrée et de la voie ordinaire sont à $1^m,65$ l'un de l'autre.

Largeur totale entre les arcs extrêmes, $13^m,11$.

Les arcs sont tous égaux et formés de voussoirs pleins, en triple T, de $1^m,40$ de hauteur à la clef et de $1^m,90$ aux naissances, avec une épaisseur moyenne de $0^m,034$.

Les arcs sont entretoisés par des bielles horizontales et par des cadres transversaux placés dans les reins des arches. Sur la nervure extrados de ces arcs sont boulonnés les tympans en fonte évidée.

Les tympans sont entretoisés par des croix de Saint-André, et surtout par des poutrelles en fonte, placées à la partie supérieure, espacées de $1^m,50$, et supportant de petites voûtes en briques, que recouvre une couche de ballast

de $0^m,50$ pour la voie ferrée, et une chaussée empierrée de $0^m,20$ pour la route ordinaire.

En encorbellement sur les arcs de rive règne un trottoir de 1 mètre de large composé de plaques de fonte striées.

La voie ferrée, d'une largeur totale de 8 mètres, est séparée de la route, d'une largeur totale de $6^m,86$, par une barrière à claire-voie de $1^m,50$ de hauteur.

Lors des épreuves par charge fixe, à raison de 4000 kilogrammes par mètre courant d'une voie ferrée et de 2500 kilogrammes par mètre courant de la route, les abaissements à la clef en partant de l'arc amont qui limite la voie ferrée ont été, pour les six arcs successifs, de :

40, 39, 37, 36, 35 et 27 millimètres

Dans les épreuves par charges roulantes, on a constaté que l'augmentation de la vitesse n'entraîne pas l'augmentation de la flexion.

La description des épreuves exécutées par M. l'ingénieur Vigan est donnée dans les *Annales des ponts et chaussées* de mai 1869.

Pont de la Voulte. — Le pont de la Voulte sur le Rhône sert au passage de l'embranchement sur Privas qui se détache du chemin de fer de Lyon à Marseille. Les fondations en ont été établies à l'air comprimé, et nous en avons fait la description en traitant de l'*Exécution des travaux.*

Il comprend cinq arches en fonte de $55^m,60$ d'ouverture et de $5^m,15$ de flèche; sa largeur est de 6 mètres et se subdivise en deux trottoirs de $0^m,86$ chacun et une voie de $4^m,28$.

Chaque travée est franchie par quatre arcs en fonte, ayant $1^m,50$ de hauteur à la clef et $2^m,20$ aux naissances. Le rayon d'extrados est de $91^m,21$ et le rayon d'intrados $77^m,708$.

Chaque arc est formé de treize voussoirs, et la section transversale des arcs est un triple T, c'est-à-dire qu'elle offre trois nervures, deux aux extrémités et une au milieu. Les voussoirs des arcs intermédiaires sont pleins; ceux des arcs de tête présentent chacun quatre évidements rectangulaires; les premiers ont une épaisseur variable et croissante des naissances, où elle est de $0^m,038$ à la clef, où elle est de $0^m,044$; les seconds ont une épaisseur uniforme de $0^m,028$. Les voussoirs d'un même arc sont réunis entre eux par des boulons traversant les rebords saillants ménagés au droit des joints. Ces arcs reposent sur les piles par l'intermédiaire de coussinets en fonte, munis de boulons d'attache avec eux et de boulons de scellement dans la maçonnerie de la pile, ainsi que de coins en fer pour régler la pression.

Les tympans sont composés de panneaux trapézoïdaux en fonte, évidés et divisés en deux parties par un arc intermédiaire entre l'intrados et la corniche de couronnement. Ces panneaux ont $0^m,02$ d'épaisseur; ils sont boulonnés sur la nervure de l'extrados des arcs et maintenus dans la position verticale par les pièces de pont et les entretoises, qui sont nombreuses et résistantes.

La partie du tablier qui supporte la voie est formée par des pièces de pont en fonte, à section transversale en double T, avec branches inégales, espacées de $1^m,10$ d'axe en axe; elles sont réunies par de petites voûtes en briques, recouvertes d'une chape en bitume, qui reçoit le ballast de la voie.

Les trottoirs sont supportés par des pièces de pont espacées de $2^m,21$; des longrines en bois servent d'intermédiaires entre celles-ci et un plancher de $0^m,04$

d'épaisseur; les nervures des arcs et celles des tympans forment d'un côté la bordure du trottoir, de l'autre la corniche de couronnement sur laquelle est ajusté le garde-corps.

Le poids des fontes, non compris le garde-corps, s'est élevé à 260,000 kilogrammes par arche, et le kilogramme est revenu à $0^f,34$, y compris la pose, mais non la peinture. (*Renseignements extraits du portefeuille de l'École des ponts et chaussées.*)

Pont d'El Kantara. — Le pont d'El Kantara, à Constantine, franchit le ravin du Rummel, dont la profondeur est de 120 mètres et la section transversale celle d'un entonnoir : les parois rocheuses, évasées au sommet, se rapprochent à la base et deviennent presque verticales.

Le pont se compose de deux viaducs en maçonnerie, formés d'arches en plein cintre de 16 mètres d'ouverture, et d'une grande arche en fonte qui franchit le gouffre. Cet ouvrage est représenté par les figures 2, 3 et 4 de la planche XXXI.

L'arche en fonte comprend cinq arcs de 56 mètres de corde et de 7 mètres de flèche; la hauteur des arcs est constante et égale à $1^m,50$. Leur section transversale est de 54,480 millimètres carrés ; elle est formée d'une âme évidée et de deux nervures extrêmes comme on le voit sur la coupe transversale. Les arcs de rive sont ornés et moulurés. Les tympans, boulonnés d'une part sur l'extrados de l'arc et d'autre part à la corniche, sont des châssis en fonte, formés de couronnes d'où partent des bras rayonnants; le parapet, en fonte très-ornée, est maintenu par des pilastres boulonnés sur la corniche.

La largeur du pont est de 10 mètres, qui se divisent en une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs de 2 mètres. La chaussée est portée par des plaques de fonte légèrement cintrées, boulonnées sur l'arête supérieure des tympans. Les trottoirs sont constitués par une plaque de fonte striée.

C'est à M. Georges Martin que l'on doit le projet et la construction de l'arche métallique; voici le poids des diverses parties de cette arche :

Poids des cinq arcs		143374	kilog.
—	tympans	91589	—
—	entretoises	28475	—
—	plaques du plancher	88082	—
—	plaques de retombée	6234	—
—	Corniche, garde-corps et ornements	43308	—
—	fers, boulons, cales	6000	—
—	limaille	6087	—
	Total. . .	414,349	—

La pression par millimètre carré, sous la charge fixe et sous la charge d'épreuve, est de :

Au sommet des arcs	$2^k,18$ et $4^k,31$
Aux naissances	$2^k,59$ et $4^k,57$

La grande difficulté de la construction était l'établissement des cintres destinés à supporter les arcs pendant le montage : on ne pouvait établir de supports intermédiaires, et il fallait recourir à des cintres retroussés. On en composa les fermes avec quatre arcs en bois de $56^m,90$ de corde et de $7^m,60$ de flèche : chaque arc avait une hauteur de $2^m,04$, employait 61 mètres cubes de bois, et était composé à peu près comme une poutre américaine.

Mais on n'avait fait que déplacer la difficulté, et il fallait créer un échafaudage pour construire l'arche en bois; on obtint cet échafaudage au moyen d'une passerelle suspendue. Au lieu de câbles, on eut recours à quatre grosses chaînes que fournit la marine; ces chaînes soutenaient par des tiges verticales une passerelle légère en bois, dont le tablier était cintré comme l'intrados de l'arche en bois. C'est donc sur ce tablier qu'on put établir sans peine les arcs en bois, qui furent calés avec soin avant de recevoir les voussoirs en fonte.

Un système analogue pourrait être mis en œuvre pour la construction des arches en maçonnerie.

Pont de Solferino. — Le pont de Solferino, placé sur la Seine, à Paris, entre le pont Royal et le pont de la Concorde, met en communication le quartier Saint-Germain avec le jardin des Tuileries.

Sa longueur entre les culées est de 144^{m},50, qui se subdivisent en

3 arches de 40 mètres d'ouverture chacune,
2 piles de 3^{m},25,
2 culées de 9^{m},00;

l'arche du milieu est surbaissée au $\frac{1}{10}$ et la hauteur de l'intrados à la clef est de 8^{m},85 au-dessus de l'étiage; les deux autres sont surbaissées à un peu plus du onzième.

Les piles et les culées sont en maçonnerie et les arches en fonte. Les têtes sont surmontées de garde-corps également en fonte, qui laissent entre eux une largeur de 20 mètres, partagée entre une chaussée macadamisée de 12 mètres et deux trottoirs de 8 mètres de largeur ensemble.

Les parties supérieures des piles, au-dessus des avant et arrière-becs, sont en maçonnerie et décorées d'écussons sculptés dans la pierre de Sainte-Ylie.

Chaque arche est formée de neuf arcs, espacés de 2^{m},50 d'axe en axe, ayant 0^{m},85 de hauteur à la clef et 1^{m},20 aux naissances : un arc comprend 15 voussoirs de 3 mètres environ de longueur, assemblés au moyen de boulons en fer forgé suivant des faces de joint parfaitement dressées. Le premier et le dernier de ces voussoirs sont boulonnés sur des coussinets en fonte à large empatement, qui sont eux-mêmes scellés sur des sommiers en pierre de Sainte-Ylie et transmettent ainsi aux piles et aux culées la pression de chaque arc en la répartissant sur une grande surface.

Les voussoirs des arcs de rive sont évidés et ceux des arcs intermédiaires sont pleins. Les uns et les autres sont surmontés de tympans composés de châssis en fonte qui présentent une suite de montants espacés entre eux de 1^{m},34, comme les poutrelles du tablier, auxquelles ils servent de supports. En outre de ces poutrelles qui par elles-mêmes constituent déjà un puissant contreventement, des entretoises au nombre de vingt pour chaque arche, réparties deux par deux entre les voussoirs inférieurs des arcs qui échappent à l'action directe du tablier, concourent à assurer la parfaite rigidité de tout le système.

Les poutrelles en fonte du tablier, espacées de 1^{m},34, affectent la forme d'un T en coupe transversale et servent de retombée à des voûtes en brique de 0^{m},22 d'épaisseur dont l'ensemble constitue le tablier Une chape en ciment les recouvre et reçoit l'empierrement d'une chaussée dont la pente longitudinale de chaque côté du pont est de 0,02 par mètre.

Les dimensions des différentes pièces ont été calculées de manière que sous

une surcharge de 600 kilogrammes par mètre superficiel la fonte ne travaille pas à plus de 5 kilogrammes par millimètre carré.

Toutes les pièces ont été fondues à l'usine de Fourchambault et ont été éprouvées sur place. Il n'a été expédié à Paris que celles qui ont supporté ces épreuves avec succès. Le poids total de ces fontes s'est élevé à 1,130,359 kilogrammes. La dépense totale de construction s'est élevée à 1,080,943 francs, chiffre dans lequel l'établissement des arches en fonte est entré pour une somme de 644,000 francs. (Renseignements extraits de la notice de M. Feline Romany.)

Pont Saint-Louis. — Le pont Saint-Louis construit sur la Seine, à Paris, entre la pointe de l'île Saint-Louis et la Cité est formé d'une seule arche en arc de cercle de 64 mètres de corde et de 5m,82 de flèche.

Cette arche en fonte repose sur des culées de 10 mètres d'épaisseur maçonnées avec du mortier renfermant 350 kilogrammes de Portland pour un mètre cube de sable.

L'arche supporte une chaussée de 10 mètres, bordée par deux trottoirs de 3 mètres chacun; elle comprend neuf arcs en fonte, espacés de 2 mètres d'axe en axe (fig. 1 à 3, pl. XXXIII).

Les arcs de rive sont pleins, bombés vers l'extérieur et décorés de gros clous ou boutons coniques : ils ont 1m,10 à la clef et 1m,80 aux naissances ; les sections correspondantes sont de 65,480 et 81,500 millimètres carrés.

Les arcs intermédiaires, pleins et droits avec nervure centrale et nervures extrêmes, sont renforcés à la partie haute par un talon en simple T ; leur hauteur est de 1m,80 aux naissances et de 1m,20 à la clef. Leur âme verticale a une épaisseur variant de 0m,052 aux parties extrêmes jusqu'à 0m,038 au milieu; les nervures de 0m,045 d'épaisseur moyenne ont 0m,40 de largeur. La rigidité est assurée non-seulement par la nervure centrale, mais encore par des nervures transversales. La section de ces arcs à la clef et aux naissances est de 91,830 et 100,000 millimètres carrés.

Chaque arc comprend onze voussoirs, solidement boulonnés les uns aux autres et se touchant par des faces de joint bien rabotées. Les voussoirs supérieurs sont entretoisés par les poutrelles du plancher et par des entretoises verticales allant d'une rive à l'autre et placées entre les joints des voussoirs ; quant aux voussoirs inférieurs, comme ils n'ont point le secours des poutrelles, on les réunit par des entretoises horizontales placées alternativement à l'intrados et à l'extrados.

Chaque arc est reçu sur les culées par une plaque de fonte de 1m,80 de hauteur et 0m,80 de largeur, scellée sur un sommier inébranlable en pierre de taille.

Les tympans sont composés de panneaux évidés boulonnés sur l'extrados des arcs ; leurs joints se découpent avec ceux des voussoirs.

Les tympans de rive supportent une corniche en fonte dans laquelle s'assemblent à queue d'aronde les pilastres du garde-corps également en fonte.

Les poutrelles en fonte formant pièces de pont sont espacées de 2 en 2 mètres et s'assemblent, soit avec les arcs soit avec les tympans, au moyen de boîtes en queue d'aronde; les vides de l'assemblage sont remplis par du mastic à la limaille de fer.

Sur les poutrelles en fonte reposent des voûtes en brique de 0m,11 d'épaisseur, 2 mètres de corde et 0m,30 de flèche : l'expérience a montré que ces voûtes, maçonnées au ciment de Portland pouvaient supporter sans se rompre

une charge de 10,000 kilogrammes au mètre carré : c'est à la suite de cette expérience qu'on a renoncé aux deux rangs de briques employés pour le pont de Solferino.

Le métal est beaucoup mieux employé au pont Saint-Louis qu'au pont de Solferino, et c'est une considération fort importante dans les ponts métalliques :

Au pont Saint-Louis, les arcs absorbent 0,60 du poids total, les tympans 0,16, les entretoises et les poutrelles 0,12;

Au pont de Solferino, les arcs absorbent 0,43 du poids total, et l'entretoisement 0,27.

La fonte employée est de seconde fusion, et, à chaque coulée, la résistance au choc et à la flexion est constatée par des expériences sur des barreaux d'essai.

Les épreuves du pont Saint-Louis ont été faites par une surcharge de 600 kilogrammes au mètre carré, obtenue par une couche de sable de $0^m,37$;

Le pont n'étant chargé que sur une moitié de sa longueur, les arcs ont fléchi d'une manière à peu près égale et la flèche a varié de 36 à 41 millimètres;

Le pont étant chargé sur toute sa longueur, les flèches des neufs arcs ont varié de 148 à 190 millimètres. Ces nombres diffèrent peu de ceux que donne le calcul avec les formules de M. Bresse.

L'arche en fonte a coûté 375,000 francs, et le travail entier 684,000 francs. Le poids du métal par mètre carré est de 723 kilogrammes seulement, tandis qu'au pont de Tarascon il a atteint 1,871 kilogrammes.

La pression par millimètre carré à la clef est de $3^k,721$ sous la charge permanente, et de $4^k,30$ lorsqu'on ajoute la surcharge; au pont de Solferino, les nombres correspondants sont $3^k,55$ et $5^k,03$, et au pont de Tarascon $2^k,80$ est $3^k,36$.

Le projet du pont Saint-Louis a été dressé par MM. les ingénieurs Féline-Romany et Savarin, et la partie métallique exécutée par M. Georges Martin.

Les renseignements précédents sont extraits de la notice dressée par M. Féline-Romany.

Arche de l'Oued-el-Hammam. — Dans les *Annales des ponts et chaussées* de 1868, M. l'ingénieur Renaudot a donné les résultats des épreuves auxquelles a été soumise une arche en fonte de 50 mètres d'ouverture, construite sur l'Oued-el-Hammam pour le passage de la route d'Alger à Oran.

C'est la première application à une grande portée de l'excellent type du pont-route à deux arcs, introduit depuis quelques années par M. Georges Martin.

« Voici, dit M. Renaudot, les données principales de la construction :

Corde de l'intrados des arcs.	$50^m,00$
Flèche, $\frac{1}{11}$ de la corde.	$4^m,50$
Hauteur constante des arcs.	$1^m,40$
Ecartement d'axe en axe.	$4^m,73$
Largeur de la voie charretière.	$4^m,50$
Largeur totale entre les garde-corps. . . .	$6^m,00$

« Les trottoirs, de $0^m,75$ de largeur chacun, sont formés de plaques en fonte rayées à leur surface supérieure et sont supportés en encorbellement par des consoles en fonte.

« La section des arcs se compose : d'une lame verticale pleine de $0^m,026$ d'épaisseur, armée de deux nervures, supérieure et inférieure, de $0^m,27$ de largeur et de $0^m,033$ d'épaisseur. Une nervure intermédiaire, parallèle à celle d'intrados et d'extrados, règne sur la face intérieure des arcs ; elle a $0^m,04$ de largeur sur

0m,02 d'épaisseur. D'autres nervures, dans la direction des rayons, divisent l'arc en panneaux parfaitement rigides dans tous les sens.

« Le contreventement transversal et longitudinal de la construction est énergiquement assuré : 1° au-dessous du tablier, par de solides entretoises en fonte, placées à l'intrados et à l'extrados des arcs ; 2° au niveau du tablier par les poutrelles en fer du plancher, hautes de 0m,30, et par le plancher en fonte lui-même, qui supporte la chaussée, et qui se compose de plaques bombées longitudinalement et boulonnées entre elles et sur les poutrelles.

« La construction présente ainsi un ensemble tout à fait rigide, s'appuyant, par l'intermédiaire de sommiers en fonte de 1m,70 de hauteur, sur les coussinets en pierre de taille des culées. »

L'arche a été soumise à une épreuve par surcharge de 400 kilogrammes au mètre carré, trottoirs compris ; on a chargé d'abord une moitié longitudinale, puis toute la longueur, puis on a enlevé la surcharge sur la moitié qui l'avait reçue la première.

Voici les résultats constatés sous l'influence de la surcharge seule :

1° Les flexions totales aux clefs ont été insignifiantes ; 14 millimètres à l'arc d'amont et 16 millimètres à l'arc d'aval ;

2° L'arche a fléchi symétriquement dans la charge successive de ses deux moitiés longitudinales ;

3° Les flexions permanentes à la clef ont été presque nulles. En effet, elles n'ont pas dépassé 3 millimètres ;

4° L'influence de la température sur des arcs très-surbaissés est considérable. Ainsi, le jour de l'épreuve, de cinq heures à sept heures et demie, les arcs s'abaissent sous l'influence de la surcharge ; mais, à partir de neuf heures et demie, ils se relèvent d'une manière continue, et l'arc d'aval, exposé au soleil levant, monte plus vite que l'autre.

Vers quatre heures et demie, les arcs se sont exhaussés de 14 millimètres, bien qu'ils soient sur le point d'avoir reçu toute la surcharge.

A la nuit, le métal se refroidit par rayonnement ; le matin, il est revenu à sa température initiale, et les arcs sont de 14 millimètres au-dessous de leur position primitive. L'influence de la surcharge est donc moitié moindre que celle d'une différence de température que M. Renaudot évalue à environ 30 degrés centigrades.

L'arche de l'Oued-el-Hammam a absorbé 135,000 kilogrammes de fonte, et 17,500 kilogrammes de fer ; et le prix de revient de la partie métallique a été de 91,000 francs, tout compris.

Pont de Vichy. — Le pont construit récemment à Vichy, sur l'Allier, est remarquable à plus d'un titre. C'est peut-être le premier exemple de fondations à l'air comprimé descendues à 7 mètres seulement au-dessous de l'étiage ; aujourd'hui, l'emploi de l'air comprimé s'est généralisé, et les travaux où l'on a recours à ce système ne sont plus le monopole de quelques grands entrepreneurs. Il est à désirer qu'on le simplifie encore de manière à le rendre économique ; il offre tant d'avantages sur les systèmes anciens qu'on peut bien les acheter par un léger surcroît de dépense. Au pont de Vichy, les fondations à l'air comprimé ont coûté moins cher que l'exécution d'un radier général ou que les fondations par béton immergé dans des caissons en charpente descendus jusqu'au rocher.

Mais, sans nous arrêter plus longtemps à ces considérations, que l'on trouvera bien nettement exposées dans le mémoire fort intéressant que M. l'ingénieur

Radoult de la Fosse a inséré aux *Annales des ponts et chaussées* de 1873, nous nous contenterons de donner, d'après ce mémoire, une description succincte des arches en fonte du pont de Vichy. (Fig. 4, 5, 6, pl. XXXIII.)

Ce pont comprend six travées de 37 mètres d'ouverture, reposant sur cinq piles et deux culées, dont les dimensions, au niveau des naissances des arcs, sont de 2^m,70 sur 6^m,30 pour les piles, et 6^m,75 sur 6^m,20 pour les culées.

Le socle est placé à l'étiage et les naissances des arcs à 3^m,21 au-dessus. Les arcs sont surbaissés au dixième, c'est-à-dire que leur flèche est de 3^m,70.

Il n'y a que deux arcs par arche, et la distance entre leurs parements extérieurs est de 5^m,14.

La largeur du pont entre parapets est de 6^m,60, qui se subdivisent en

Une chaussée de.	4^m,60
Deux trottoirs de.	1^m,00.

Chaque arc, dont la hauteur constante est fixée à 1 mètre, comprend neuf voussoirs égaux, ayant 16 millimètres d'épaisseur ; les voussoirs sont accolés par des joints soigneusement rabotés et boulonnés les uns aux autres ; le dernier voussoir est boulonné sur un coussinet en fonte, et des coins en fer servent à régler le serrage.

Les tympans sont formés de panneaux évidés, dont les montants sont à l'aplomb des joints des voussoirs et qui sont boulonnés sur la nervure extrados des arcs.

L'entretoisement principal est obtenu par les poutrelles en fer formant le plancher de la chaussée ; ces poutrelles, en double T, d'une hauteur de 0^m,35, espacées de 1 mètre d'axe en axe, sont assemblées dans les arcs et les tympans au moyen de boites venus de fonte avec ceux-ci. L'assemblage est rendu immuable au moyen de cales en fer et d'un mastic à la limaille de fonte, qui durcit très-vite et adhère parfaitement aux pièces en contact. Voici la composition de ce mastic, dont nous avons déjà parlé dans l'exécution des travaux :

Sel ammoniac.	0^k,125
Soufre.	0^k,250
Eau.	0^k,600
Limaille de fonte.	6^k,000
Poids total.	6^k,975

Le mélange donne lieu à une vive réaction chimique et à un grand développement de chaleur.

L'entretoisement est complété au sommet des arcs par des entretoises horizontales en fonte avec contre-fiches, et sur les retombées par des entretoises en fer. Tous les assemblages se font par des boites en fonte avec cales en fer et mastic, de sorte qu'ils possèdent une rigidité parfaite.

Sur les poutrelles reposent des voûtes en briques de 0^m,13 d'épaisseur, aves chape en ciment de 0^m,025. Des tuyaux en poterie enchâssés dans ces voûtet servent à l'écoulement des eaux d'infiltration ; les eaux de superficie s'écoulen) par des gargouilles en fonte ménagées dans les caniveaux. (Fig. 3, 4, pl. XXXIV.

Le trottoir est soutenu en encorbellement par des consoles en fonte de 0^m,87 de saillie, espacées de 2 mètres ; elles supportent des châssis en fonte recouverts d'une couche de mortier que surmonte une couche de bitume.

Le poids total des fontes employées au pont de Vichy est de 671,495k,60. Le poids par mètre superficiel du tablier est de 458 kilogrammes, dans lesquels les arcs entrent pour 0,32, les tympans pour 0,20, les poutrelles pour 0,12, l'entretoisement pour 0,13, la corniche, les parapets et les pièces diverses pour 0,23.

Pour comparer le pont de Vichy au pont de Solferino et au pont Saint-Louis, il faut les rapporter à la même ouverture, c'est-à-dire réduire les poids des arcs dans le rapport inverse des carrés des ouvertures; après cette opération, on trouve que le poids des arcs par mètre carré de tablier est d'environ 145 kilogrammes pour le pont de Vichy comme pour le pont Saint-Louis, tandis qu'il atteint 172 kilogrammes au pont de Solferino.

Les arcs du pont de Vichy sont calculés de manière à travailler à 5 kilogrammes par millimètre carré sous la charge d'épreuve.

La partie métallique d'une travée a coûté 50,611 fr. 56; les voûtes en brique et la chaussée d'une travée ont coûté 18,548 fr. 61 et 6,179 fr. 45.

C'est en adoptant six travées qu'on arrivait au minimum de dépense totale.

Au point de vue de la dépense, le système adopté était au moins aussi économique que des arcs en fer ou des poutres droites; il avait sur ces derniers l'avantage de l'élégance et de la durée.

Pont de Szegedin. — La Theiss est un affluent de la rive gauche du Danube; elle descend des monts Karpathes et traverse la Hongrie; le chemin de fer autrichien du Sud-Est la rencontre à Szegedin, ce qui a nécessité la construction d'un pont de 352m,77 entre les culées. Ce pont a été exécuté par M. Cézanne sous la direction de M. Maniel.

Nous en avons décrit les fondations tubulaires, en traitant de l'exécution des travaux, et il ne nous reste à parler que de la partie métallique.

Les figures 7, 8, 9 de la planche XXXIII donnent l'élévation d'une demi-ferme de rive, la coupe transversale du pont et les profils en travers de toutes les pièces dont un arc est composé; ces dessins sont extraits du mémoire de M. Cézanne.

Le pont de Szegedin comprend huit arches en tôle de 41m,479 d'ouverture et de 5m,137 de flèche. L'intrados est une parabole parallèle à la courbe des pressions déterminée par la méthode de Méry.

Chaque arche est formée de quatre fermes en tôle, supportant deux voies ferrées; les arcs d'une même voie sont distants de 1m,738 d'axe en axe, et l'intervalle entre les axes des deux voies est de 4 mètres.

Sur les arcs on a boulonné des poutrelles en chêne de 0m,24 sur 0m,32 et de 8m,70 de longueur, espacées de 1m,027; ces traverses portent les rails, le plancher en madriers et le garde-corps en fer.

Les piles sont formées chacune de deux tubes en fonte descendus à 12 mètres sous l'étiage, et protégés par des pilotis et des enrochements; les culées seules sont en maçonnerie avec une épaisseur de 6 mètres.

Une ferme en tôle est composée uniquement avec des cornières et des tôles planes, et les sections de toutes les pièces sont des doubles T. Le tablier s'applique sur un longeron supérieur presque horizontal, soutenu par des montants verticaux éloignés de 2m,54 d'axe en axe; ces montants transmettent la charge à l'arc proprement dit ou longeron inférieur. Les trapèzes formés par le longeron supérieur, l'arc et les montants sont consolidés par des écharpes ou liens inclinés; au sommet de chaque arc, les évidements sont supprimés, le longeron et l'arc ne forment qu'une pièce dont l'âme verticale est une tôle pleine. On trouve sur les figures les sections de tous ces éléments.

Les assemblages des montants et liens inclinés avec le longeron ou avec l'arc

possèdent une rigidité parfaite ; les âmes verticales de ces pièces se touchent par leurs tranches, quant aux nervures ou plates-bandes du longeron ou de l'arc, elles se retournent de manière à envelopper les nervures des montants et des écharpes ; les angles formés par cet assemblage sont remplis par des tôles planes exactement découpées suivant le même profil ; enfin, toutes les âmes planes sont recouvertes de chaque côté par un couvre-joint en forme de patte d'oie qui s'étend sur chaque pièce à une certaine distance.

Le tout est rendu absolument solidaire par la rivûre, et on ne saurait considérer l'arc comme séparé du longeron et des tympans; toutes ces pièces doivent travailler à la fois comme dans une ferme composée.

Un entretoisement énergique réunit tous les arcs : on distingue trois systèmes d'entretoises : 1° un système horizontal dans le plan de l'axe neutre des longerons ; 2° un système parallèle à l'intrados, et enveloppant les axes neutres des arcs ; 3° des entretoises verticales, au nombre de six par arche, placées dans le plan de certains montants des tympans.

Les arcs, terminés aux naissances par un talon plat, reposent sur des coussinets en fonte par l'intermédiaire de coins aciérés, que l'on a soin de resserrer pendant les grands froids, pour empêcher tout jeu de se produire.

Les longerons de deux arcs contigus se touchent bout à bout au sommet des piles et sont reliés par des tôles horizontales, qui rendent ainsi solidaires deux travées voisines ; sur les culées, les abouts des longerons reposent sur une plaque de fonte et sont saisis par des tirants noyés dans la maçonnerie ; mais on dut plus tard renoncer à ce système, car le pont tout entier se dilate presque comme une poutre continue, et il se produisit des arrachements et des fissures dans la maçonnerie.

Le poids du métal par mètre courant est de 3,278 kilogrammes ; une travée entière pèse 135,968 kilogrammes, dans lesquels les fermes seules entrent pour 108,892 kilogrammes, et les contreventements pour 27,076 kilogrammes.

Pour obtenir la charge fixe totale, il faut ajouter les 63,750 kilogrammes du tablier, ce qui donne 172,642 kilogrammes.

Le poids de la charge d'épreuve, à raison de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie, est de 340,000 kilogrammes, soit le double de la charge fixe.

Ainsi, le travail du métal peut varier du simple au triple ; des oscillations aussi considérables ne paraissent point favorables à la conservation du métal et des assemblages.

Nous pensons qu'il n'est pas possible de calculer les fermes du pont de Szegedin comme des arcs simples ; il faut recourir à la méthode générale du calcul des fermes composées. On déterminera d'abord la poussée horizontale Q et la réaction verticale T aux naissances, puis on fera dans une demi ferme un certain nombre de sections verticales telles que CD, figure 7, et on exprimera qu'il y a équilibre entre les forces moléculaires qui s'exercent dans cette section et toutes les forces extérieures situées entre elle et l'appui ; aux forces extérieures on ajoutera évidemment les réactions horizontale et verticale de l'appui. Si la section verticale CD est faite suivant un montant, il y a trois forces moléculaires inconnues qui agissent l'une suivant le montant, l'autre suivant le longeron, et la troisième suivant l'arc ; or, on a précisément trois équations d'équilibre, savoir : deux équations de projections, l'une sur l'horizontale, l'autre sur la verticale et l'équation des moments ; donc les trois inconnues sont déterminées. Si la section verticale est faite entre deux montants, il y a toujours trois inconnues, car il faut considérer, outre les forces qui agissent suivant le longeron et suivant

l'arc celle qui agit suivant le lien incliné; les trois équations d'équilibre déterminent les trois inconnues.

Pour se rendre un compte exact des effets maximums auxquels chaque pièce peut être soumise, on devra calculer d'abord les efforts dus à la charge fixe, puis ceux qui résultent des diverses combinaisons de surcharge. On considère par exemple quatre combinaisons de surcharge correspondant à la travée chargée, 1° sur le quart de sa longueur, 2° sur la moitié, 3° sur les trois quarts, 4° sur la longueur entière.

Combinant les résultats dus à la charge fixe et ceux de la surcharge, on trouvera sans peine l'effort maximum susceptible de se produire en chaque point.

La charge d'épreuve de 4,000 kilogrammes par mètre courant de voie a produit un abaissement de 16 millimètres au sommet des arches de rive, et de 12 millimètres au sommet des arcs intermédiaires.

Sous le passage d'un train sur une seule voie, l'arc n° 1 a fléchi de 8 millimètres, l'arc n° 2 de $6^{mm},5$, l'arc n° 3 de 3 millimètres, et l'arc n° 4 de $3^{mm},2$; l'entretoisement est donc assez rigide pour établir la solidarité des arcs et reporter les charges de l'un à l'autre.

Dans les ponts en arc, on calcule les pièces en vue d'un effort maximum de 5 kilogrammes au millimètre carré; en effet, les tôles comprimées sont susceptibles de se voiler si on leur impose une trop forte charge.

Arcs à charnières. — Plusieurs ingénieurs calculent la résistance des arcs métalliques au moyen de la courbe des pressions ou courbe de Méry, dont nous avons fait de nombreuses applications aux ponts en maçonnerie. Dans la partie théorique, nous avons déjà parlé de cette manière de faire, et nous n'insisterons point sur ce sujet, d'autant plus que le système ne paraît pas devoir être maintenu dans l'avenir.

Rappelons sommairement comment on peut construire la courbe des pressions ; connaissant approximativement le poids propre de la construction, connaissant en outre les poids extérieurs dus à une surcharge complète ou incomplète; on calcule les réactions verticales des deux appuis et aussi leurs réactions horizontales, qui sont égales et directement opposées, puisque ce sont les seules forces horizontales du système. Pour ce calcul, le plus simple est de recourir aux formules de M. Bresse, que nous avons données précédemment.

Composant la poussée horizontale avec la réaction verticale d'un appui, on a la résultante des forces qui agissent sur la section des naissances; composant cette résultante avec le poids qui agit sur la partie de l'axe voisine des naissances, on a la résultante agissant dans une seconde section; cette résultante en fournit une troisième et ainsi de suite indéfiniment.

La courbe des pressions est tangente à ces résultantes successives, et il est facile de la tracer. Dans les arcs en maçonnerie, la surcharge a une influence trop faible, relativement à la charge fixe, pour qu'on en tienne compte, et la tangente horizontale à la courbe des pressions est toujours au sommet de la voûte, de sorte que cette courbe est symétrique par rapport à la verticale au sommet de l'intrados. Il n'en est plus de même dans les arcs métalliques, et la position de la tangente horizontale dépend de la surcharge.

On considère toujours une surcharge uniformément répartie sur une certaine longueur de la corde; dans ce cas la courbe des pressions est formée d'un arc de parabole à axe vertical dans la portion correspondant à la charge, et de droites tangentes à cette parabole dans les parties non chargées.

Lorsque les deux points de contact avec les culées sont de niveau, dit M. Dar-

cel, le sommet de l'arc de parabole est situé sur la verticale élevée par le point qui divise la projection horizontale de la partie chargée en deux segments proportionnels aux réactions verticales des culées.

Dans chaque section, la courbe des pressions indique le centre des pressions; si ce centre des pressions n'est pas sur la fibre moyenne de l'arc, c'est-à-dire au centre de gravité de la section, les pressions ne sont pas uniformément réparties et ces pressions s'accumulent soit à l'intrados, soit à l'extrados de l'arc.

La courbe des pressions change avec la charge et avec la température : aux naissances en particulier, elle peut se porter sur une arête de l'arc.

Pour limiter le champ de ces excursions, on a eu l'idée de lui créer des points de passage obligés, par exemple aux naissances, en terminant l'arc soit par un about cylindrique reposant par une de ses génératrices horizontales sur une plaque de fonte, soit par un assemblage à rotule. De même, on a quelquefois disposé une charnière à la clef, et il est avantageux alors de rapprocher cette charnière de l'extrados afin de diminuer la poussée horizontale.

Le pont de 45 mètres d'ouverture construit par M. l'ingénieur Mantion sur le canal Saint-Denis, pour le passage de la ligne de Paris à Creil, est un arc en fer dont les naissances sont posées sur des cylindres à axe horizontal perpendiculaire au planc des arcs.

Le pont de Victoria, sur la Tamise, comprend quatre arcs en tôle de 53m,30 d'ouverture, surbaissés au $\frac{1}{10}$; les abouts des arcs sont des demi-cylindres qui s'engagent dans des demi-cylindres creux en fonte; ils peuvent tourner dans ces cylindres creux et obéir à toutes les variations de flèche. L'emploi des charnières et des rotules ne dispense pas évidemment des coins de calage, qui sont toujours nécessaires pour régler la pose.

Le pont sur le Rhin, à Coblentz, est formé d'arcs en tôle de 96 mètres d'ouverture; il y a trois travées égales, franchies chacune par trois arcs; le tablier repose au sommet de l'intrados et coupe les arcs vers les reins. Aux naissances, l'arc se termine en pointe et repose sur un axe en acier qui reçoit la somme des pressions.

M. l'ingénieur Darcel a construit dans le parc des Buttes-Chaumont, à Paris, un pont en fer de 18 mètres d'ouverture, dont les arcs possèdent des charnières aux naissances et à la clef; la charnière de la clef est représentée par la figure 5 de la planche XXXIV, et celle des naissances par la figure 6. La courbe des pressions a de la sorte trois points de passage obligés : les dimensions des pièces ont été calculées en vue d'une pression maxima de 5 kilogrammes par millimètre carré.

Mais nous n'insisterons pas davantage sur ces arcs à charnières qui, nous le répétons, paraissent abandonnés aujourd'hui comme ne conduisant pas à de meilleurs résultats que les arcs ordinaires.

Pont de Saint-Just, sur l'Ardèche. — Le pont de Saint-Just, sur l'Ardèche, a été construit par le Creuzot, qui en a publié les dessins dans son portefeuille; il est représenté par les figures 7 à 9 de la planche XXXIV, empruntées à ce portefeuille, et voici la description qu'en a donnée M. l'ingénieur en chef Baron dans le Catalogue des galeries de l'Ecole des ponts et chaussées.

Ce pont, établi pour desservir la route nationale n° 86, remplace un pont en pierres, emporté par une crue de l'Ardèche. Il comprend six travées métalliques en arc de cercle, de 46m,26 d'ouverture, reposant sur cinq piles et deux culées. Les travaux ont été commencés en vue d'un pont suspendu, primitivement

adopté, ne comportant que trois travées de 95 mètres et deux piles de cinq mètres d'épaisseur ; en cours d'exécution, on a substitué six travées en tôle aux dispositions projetées, ce qui a nécessité la construction de trois nouvelles piles, dont l'épaisseur a dû varier un peu pour arriver à régulariser les travées ; elles sont réduites aux dimensions de piles-supports, les deux autres pouvant faire culées.

Une ferme consiste en un arc inférieur et un longeron supérieur reliés par des croisillons : sur une longueur de 8m,30 de part et d'autre du sommet, l'arc et le longeron sont constitués par une même lame de tôle portant deux évidements.

L'arc est en T renversé ; l'âme verticale a 0m,020 d'épaisseur en deux tôles ; sa hauteur, de 0m,50 aux naissances, se réduit graduellement à 0m,35 au point de réunion avec le longeron ; les deux pièces réunies ont 0m,50 au sommet. La semelle horizontale a 0m,30 de largeur et 0m,030 d'épaisseur en trois tôles ; l'âme et la semelle sont reliées par deux cornières de 0m,075 de côté et de 0m,011 d'épaisseur. Les semelles, renforcées, se relèvent autour des extrémités de l'âme et sont boulonnées sur les plaques d'appui, en fonte, des coussinets des piles et culées.

	Mètres.
Longueur totale du pont.	328,00
Longueur totale entre les parements vus des culées.	295,50
Largeur entre les garde-corps, dont 2 mètres de trottoirs. .	7,00
Épaisseur des corps carrés surmontant les piles et recevant la retombée des arcs.	3,15 et 4,25
Les piles ont 0,70 d'épaisseur en sus.	
Hauteur de la naissance des arcs au-dessus de l'étiage. . . .	6,75
Hauteur de la chaussée au-dessus de l'étiage.	12,50
Corde des arcs métalliques.	45,48
Flèche des arcs.	4,76
Chaque travée comprend cinq fermes espacées de 1m,575.	

Le longeron est simplement composé d'une tôle verticale de 0m,30 de hauteur sur 0m,012, et de deux cornières de 0m,08 de côté sur 0m,011 ; il est maintenu entre des moises d'ancrage, sur les piles et culées, par une clavette laissant un jeu suffisant pour les dilatations.

Les croisillons, en fer à deux côtes de 0m,03 de saillie, ont 0m,10 de largeur sur 0m,014 et sont rivés sur les tôles verticales des arcs et des longerons ; leurs branches sont assemblées, à leurs points de rencontre, sur des rondelles en fonte réunies par un arc en fer plat, de 0m,10 sur 0m,010, ou barre de tympan scellée à ses extrémités dans les maçonneries des corps carrés.

Les fermes sont entretoisées normalement :

1° Sous les semelles des arcs, par dix-sept barres en T, espacées de 3 mètres environ, et formées de deux cornières assemblées ;

2° Sur les semelles des longerons, par autant de barres semblables ;

3° Aux rondelles des tympans, par vingt boulons de 0m,03 de diamètre, traversant d'une tête à l'autre. Elles sont entretoisées obliquement par des bandes de fer plat de 0m,100 sur 0m,010, formant huit croix de Saint-André, tant sous les arcs que sur les longerons, dans l'intervalle des barres normales.

Le contreventement est opéré dans huit plans verticaux distants de 2m,80. Dans chacun des quatre plans les plus voisins du sommet sont placés quatre croix de Saint-André, en fer plat de 0m,080 sur 0m,010, rivés aux fers à T qui entre-

toisent le dessous des arcs et le dessus des longerons. Les quatre autres contrevents sont constitués par des fers à rebords formant des croix de Saint-André, mais n'allant que du dessus des arcs au-dessous des longerons et rivés à des entretoises (également en croix de Saint-André), qui occupent l'une la hauteur de l'arc, l'autre celle du longeron.

Le tablier est composé de trois cours de madriers, dont deux en sapin et un en chêne, ayant ensemble $0^m,20$ d'épaisseur : il supporte deux trottoirs en mastic bitumineux et une chaussée d'empierrement de $0^m,10$ d'épaisseur moyenne. Des garde-grèves en tôle pleine de $0^m,60$ de hauteur et des garde-corps en fer à jour de $0^m,99$ complètent l'ouvrage.

Les procédés de levage employés au pont de Saint-Just sont tous particuliers. L'Ardèche est sujette á des crues subites de 3 à 4 mètres en une heure, qui auraient compromis les échafauds supportant les cintres habituellement employés au levage des arcs. On a employé des charpentes placées au-dessus des fermes, sans points d'appui entre les piles et servant de moyen de suspension; ces charpentes consistaient en deux poutres américaines, ayant une longueur de 110 mètres, suffisante pour embrasser deux travées. Chaque ferme métallique, complétement dégauchie, assemblée et unie à plat, a été redressée et transportée en place, à l'aide de treuils mobiles sur des rails fixés aux sommets des poutres américaines.

Les fondations, assises sur un gravier incompressible, mais affouillable, consistent en un massif de béton coulé dans une enceinte de pieux et palplanches, draguée à profondeur convenable et défendue par de forts enrochements.

Le pont de Saint-Just a coûté 275,000 francs ponr les maçonneries des piles et culées, 693,000 francs pour les travées métalliques et la chaussée, en tout 968,000 francs, soit 422 francs par mètre superficiel en place.

Les travaux relatifs aux maçonneries des piles et culées ont été projetés et en grande partie exécutés par MM. de Montrond, ingénieur en chef, et Perret, ingénieur ordinaire des ponts et chaussées; l'achèvement de ces travaux et le contrôle de l'exécution des travées métalliques ont été confiés à MM. Joly, ingénieur en chef, et Vigouroux, ingénieur ordinaire des ponts et chaussées.

Les travées en fer, projetées par M. Oudry, ingénieur ordinaire, ont été effectuées par l'usine du Creuzot, dont M. Mathieu est l'ingénieur en chef, auquel sont dus les études définitives et le mode tout spécial de levage des fermes.

Les travaux, commencés en 1853, ont été achevés en 1861, après une assez longue suspension, pendant laquelle a été décidée la substitution de six travées fixes aux trois travées suspendues primitivement admises.

Pont d'Arcole. — Le pont d'Arcole, à Paris, met en communication la place de l'Hôtel-de-Ville et l'île de la Cité; il franchit le grand bras de la Seine par une seule arche de 80 mètres d'ouverture et de $6^m,12$ de flèche. Il a été construit par M. Oudry, d'après un système proposé par M. Cadiat, et il est représenté par les figures 2 à 6 de la planche XXXV.

Ce n'est point un pont en arc analogue aux ponts en fonte, dans lesquels l'arc est à peu près seul à résister à la charge; c'est plutôt une ferme composée, comme au pont de Szegedin, d'un longeron supérieur et d'un arc inférieur, réunis par des tympans rigides, le tout concourant à la résistance.

Au pont d'Arcole, le longeron supérieur se prolonge dans le massif des culées par des armatures en fer qui traversent complétement ces culées et se boulonnent à l'arrière sur des plaques de fonte; ces armatures, indiquées en pointillé

dans la figure 3, forment de véritables haubans susceptibles de résister en grande partie à la poussée à la clef; on conçoit même que le pont puisse être scié à la clef et cependant rester en place, pourvu que la résistance du longeron soit assez considérable; avec une disposition de ce genre, le profil le plus convenable à la partie inférieure serait une ligne droite inclinée et non un arc. En réalité, le pont d'Arcole n'est pas dans cette catégorie, le longeron a surtout pour effet de soulager l'arc sans annuler complétement la poussée à la clef.

Les arcs métalliques, au nombre de douze, supportent un chaussée empierrée de 12 mètres de largeur, flanquée de deux trottoirs de 4 mètres chacun. L'empierrement est supporté par des rails Barlow juxtaposés et rivés sur les longerons; le remplissage des trottoirs est maintenu par une plinthe garde-grève en fonte ornementée, qui elle-même porte un parapet en fonte à jour.

L'arche comprend douze fermes : la chaussée est supportée par dix de ces fermes espacées de $1^m,33$ d'axe en axe, et les deux fermes de rive sont à $3^m,50$ des dernières fermes du groupe précédent.

L'arc proprement dit a une section en double T, formée d'une âme verticale plane, réunie par quatre cours de cornières à deux plates-bandes de $0^m,53$ de largeur horizontale; l'épaisseur de ces plates-bandes est en rapport avec les efforts à supporter. On s'oppose au flambage par des fers en simple T placés normalement à l'intrados, et contournés en forme d'U pour se river à la fois sur l'âme et les plates-bandes. La hauteur des arcs est de $1^m,40$ aux naissances et de $0^m,38$ à la clef.

Les longerons ont une section en simple T, formée par une tôle verticale de $0^m,30$ de hauteur et de $0^m,01$ d'épaisseur réunie par deux cornières à une tôle horizontale de $0^m,30$ sur $0^m,015$. Les longerons se prolongent dans les culées par deux bandes de fer méplat embrassant les ancres verticales et aboutissant à une plaque en fonte qui permet de procéder à un calage et à un serrage convenables. A la clef, la plate-bande du longeron existe seule et se rive sur la plate-bande supérieure de l'arc.

Les tympans sont formés de liens et contre-liens en fer double T et en fer à croix.

Un entre-croisement énergique réunit entre eux les arcs, les tympans et les longerons.

Le pont d'Arcole est un très-bel ouvrage, dans lequel on a, par un procédé ingénieux réduit autant que possible l'épaisseur à la clef; mais, par sa forme se rapprochant de celle d'un solide d'égale résistance, il éprouve sous le passage des véhicules d'assez fortes oscillations qui cependant ne sont pas de nature à inspirer des craintes, puisqu'elles résultent de l'élasticité même du métal. Ce qu'on peut reprocher au pont d'Arcole, c'est d'avoir coûté cher et d'être revenu à 700 francs le mètre carré de tablier.

Ponts économiques. — Avec un système analogue d'arcs et de longerons solidaires, on peut obtenir économiquement des ponts de 25 mètres environ d'ouverture. MM. Oppermann et Joret ont construit plusieurs de ces ponts, formés d'un arc et d'un longeron en simple T réunis par des croisillons formés de fers en T ou en U ; l'arc et le longeron comprennent une plate-bande réunie à une âme verticale par deux cours de cornières rivées ; on entretoise solidement les fermes entre elles et on pose dessus des poutrelles en fer avec un tablier en bois. Le pont de Lagny-sur-Marne, établi dans ce système avec des arches de 23 mètres, et une largeur de 6 mètres entre garde-corps, n'est revenu qu'à

250 francs par mètre carré de tablier. Pour le calcul des fermes de ce système, nous renverrons le lecteur à ce que nous avons dit à propos du pont de Szegedin.

PONTS EN ACIER.

L'acier fondu coûtait jadis très-cher et n'était guère répandu dans les travaux publics ; aujourd'hui, le nouveau métal fusible inventé par M. Bessemer, l'acier qui porte son nom, ou métal homogène, rend déjà de grands services à l'industrie et semble appelé à lui en rendre de plus grands encore.

On en fait des feuilles de tôle de grandes et petites dimensions, qui remplacent avantageusement la tôle de fer sous le rapport de la résistance ; pour un viaduc, par exemple, on peut, à égalité de résistance, obtenir avec l'acier un travail beaucoup plus léger et beaucoup plus élégant. Les ponts et viaducs en acier sont encore peu nombreux ; il y en avait un à l'Exposition universelle de 1867, sur le passage qui faisait communiquer le parc avec le bord de la Seine.

L'acier est plus résistant que le fer forgé et ne se rompt que sous une charge de 70 kilogrammes par millimètre carré ; on peut donc en toute sécurité lui imposer une charge permanente de 10 à 15 kilogrammes par millimètre carré; il ne perd son élasticité que sous une charge de 30 kilogrammes.

Cependant il ne faut pas ajouter à ces chiffres une absolue confiance, car la composition et la résistance de l'acier ne sont pas encore arrivées à une homogénéité complète, et, lorsqu'on le met en œuvre, il faut avoir soin de procéder à de fréquents essais.

D'après l'*Engineering*, la résistance de l'acier fondu à la compression serait double de sa résistance à la tension, et celle-ci ne dépasserait guère 55 à 60 kilogrammes par millimètre carré ; on ne devrait faire travailler l'acier qu'à 10 kilogrammes par millimètre carré.

Dans son livre sur les *Travaux publics aux États-Unis*, M. Malézieux signale toutes les difficultés que les ingénieurs américains rencontraient dans la construction des grands arcs en acier du pont de Saint-Louis sur le Mississipi.

Il y a trois travées de 150 à 160 mètres d'ouverture et de 15 mètres de flèche, et quatre arcs par travée. Chaque arc, de $4^m,11$ de hauteur totale, est formé de deux tubes de $0^m,45$ de diamètre, l'un à l'extrados, l'autre à l'intrados, distants de $3^m,66$ d'axe en axe et reliés par des pièces en fer.

Les tubes sont formés de tronçons de $3^m,60$ de long, terminés à un bout par un manchon et à l'autre par un pas de vis ; les tronçons successifs s'assemblent donc facilement et les assemblages sont consolidés par des boulons en acier qui traversent le tube de part en part.

La section transversale d'un tube n'est pas d'un seul morceau, elle est formée de six segments en acier laminé, reliés par une chemise d'acier de 6 millimètres d'épaisseur et par de gros boulons qui traversent le tube de part en part et rendent solidaires les segments placés symétriquement par rapport à l'axe du tube.

Avec l'acier carburé, on n'arriva point à laminer des segments qui résistassent d'une façon satisfaisante aux épreuves, bien que l'on changeât à plusieurs reprises le degré de carburation ; c'est seulement avec l'acier chromique, que l'on arriva,

paraît-il, aux résultats cherchés. L'addition du chrome donne au métal une grande résistance à la compression.

Des expériences de ce genre auront sans doute pour effet de perfectionner la fabrication de l'acier et d'en développer l'usage.

COMPARAISON DES ARCS ET DES POUTRES DROITES.

Dans les arcs, le métal travaille beaucoup mieux que dans les poutres droites, et on arrive, pour une portée donnée, à une notable économie de matière. Mais les arcs exigent des culées immuables et des piles plus épaisses que celles qui sont réclamées par des poutres droites ; de là une cause d'accroissement de dépense.

Dans chaque cas, il faudra donc dresser des projets comparatifs pour se rendre un compte exact de la dépense totale. Lorsque les fondations sont faciles, en général ce sont les arcs qui l'emporteront au point de vue économique.

Ils l'emportent aussi au point de vue de l'effet architectural, et permettent en outre de ménager le débouché, lorsqu'on ne veut point placer le tablier à la partie inférieure des poutres droites. C'est pour cette raison que l'usage en est souvent commandé.

Voici, d'après M. Albaret, l'habile calculateur de la Compagnie des chemins de fer Paris-Lyon-Méditerranée, les poids comparatifs des poutres droites et des arcs :

1° Les ponts en arcs en fer à une voie présentent, par rapport aux ponts à poutres droites, une réduction de poids qui varie de 18 pour 100 (25 mètres de portée) à 25 pour 100 (50 mètres de portée), dans le cas de travées isolées, et de 16 à 21 pour 100 dans le cas de travées solidaires.

Ainsi, pour des ponts d'une certaine longueur, malgré l'accroissement du massif des culées, les arcs en fer procureront une économie sensible.

2° Les arcs en fonte présentent, par rapport aux ponts à poutres droites, une augmentation de poids qui varie de 24 pour 100 (25 mètres de portée) à 8 pour 100 (50 mètres de portée), dans le cas de travées isolées, et de 27 à 13 pour 100 dans le cas de travées solidaires. Néanmoins, à partir de 45 mètres d'ouverture, les arcs en fonte deviennent plus économiques.

3° Les ponts en arcs de fonte présentent, par rapport aux ponts en arcs de fer, une augmentation de poids de 45 à 50 pour 100, et cette augmentation n'est pas compensée par la différence des prix, de sorte que l'arc en fonte coûte toujours plus cher que l'arc en fer.

Nous pensons que le poids des ponts en arcs de fonte peut être notablement diminué, si l'on entre franchement dans le système de la réduction du nombre des fermes. On atténuera ainsi l'influence du poids parasite, tympans et contreventements, et, comme on admet le même coefficient de resistance, 5 kilogrammes au millimètre carré, la fonte coûtant bien moins cher que le fer devra conduire à des résultats plus économiques.

AVANTAGES DE LA FONTE SUR LE FER.

Depuis vingt ans, la construction des ponts en tôle et fers spéciaux s'est développée outre mesure, et beaucoup d'ingénieurs le reconnaissent aujourd'hui.

D'abord, en bien des endroits, on a exécuté des ponts métalliques lorsqu'on pouvait, pour un prix égal, souvent même inférieur, exécuter des ponts en maçonnerie.

Mais le plus grand inconvénient des ponts en tôle et fers spéciaux est d'exiger un entretien coûteux et un renouvellement assez fréquent des peintures et enduits; sur plusieurs de ces ponts, la rivure s'est déjà relâchée et le mal ne fera que s'accroître avec le temps. Enfin, on en signale qui ont déjà beaucoup souffert de la rouille et dont les pièces ont perdu de leur épaisseur et de leur résistance; il paraît que certains ponts en tôle, situés sur des chemins de fer à grande circulation, ont été attaqués par la vapeur et les produits de la combustion qui s'échappent des locomotives et seront à remplacer dans un avenir peu éloigné.

Ce n'est point à dire que ces inconvénients doivent faire proscrire les ponts en tôle, mais on doit tendre à en restreindre l'emploi et se rejeter plutôt sur les ponts en fonte, qui ont fait leurs preuves de durée et de solidité et qui sont peu sensibles à la rouille et aux influences atmosphériques.

Le pont de Vichy, dont nous avons donné la description, paraît un excellent type, qui doit trouver beaucoup d'imitateurs; la réduction du nombre des arcs a permis d'arriver à une bonne répartition et à un emploi économique du métal

Nous ne pouvons mieux terminer ce chapitre qu'en reproduisant ici les observations présentées par M. l'ingénieur Radoult de la Fosse au sujet du pont de Vichy, et par M. l'ingénieur Renaudot au sujet de l'arche de l'Oued-el-Hammam.

Observations de M. Radoult de la Fosse. — « Les ponts en fonte ont sur les ponts en fer l'avantage considérable de réunir à une solidité au moins égale toute l'élégance qui manque à ces derniers et que la fonte doit à sa propriété de recevoir facilement et sans augmentation de frais les formes les plus ornementées. Sous ce dernier rapport, les ponts en fonte peuvent être mis en parallèle avec les ponts en pierre, et ils suppléent ces derniers avantageusement toutes les fois qu'il est nécessaire de donner aux travées une ouverture considérable.

Mais ce ne sont pas là les seules considérations qui militent en faveur de l'emploi de la fonte. Ce métal possède au plus haut degré la propriété de résister à l'écrasement. Il est donc rationnel d'en composer les voussoirs des arcs dont le rôle unique doit être de résister à la pression. Ces voussoirs sont dans ce but parfaitement dressés sur toutes leurs faces de joint et peuvent ainsi former une véritable voûte dont la solidité ne le cède en rien à celle d'une voûte en maçonnerie.

Les arcs en fonte sont surmontés de tympans évidés dont les montants verticaux leur transmettent les charges de la voie. Ces pièces étant soumises à des efforts de compression, doivent être du même métal que les arcs. L'emploi de la fonte présente encore ici cet avantage déjà signalé pour les arcs, de permettre l'emploi de formes architecturales qui conservent aux tympans leur caractère en assimilant leurs parties verticales à des colonnes ou à des pilastres. Les tympans sont d'ailleurs composés de cadres rigides qui reposent sans interruption sur

l'extrados des arcs. Cette rigidité bien assurée contribue à une répartition uniforme de l'action des charges supérieures, et, s'il en était besoin, elle augmenterait la résistance des arcs en s'opposant à leur déformation.

Mais c'est surtout par leur mode d'entretoisement et de contreventement que les arcs et les tympans en fonte nous paraissent défier toute comparaison avec les arcs en fer. En effet, les pièces qui servent à établir la liaison entre les parties les plus importantes de la construction sont scellées dans des boîtes venues de fonte avec les voussoirs et les tympans, et il résulte de cette disposition toute spéciale à l'emploi de la fonte, que les arcs, les tympans et l'entretoisement forment un tout parfaitement solidaire.

La forme des assemblages adoptée est celle à queue d'aronde. Toutefois, la précision de ces assemblages ne nous paraît pas encore aussi complète qu'il serait possible de le désirer. En général les ouvertures des boîtes sont trop larges pour retenir d'une manière invariable l'extrémité des pièces qui doivent y être introduites. La fixité des assemblages ne s'obtient qu'à l'aide de coins en fer et de l'emploi d'un mastic spécial formé en grande partie de limaille de fer, qui peut acquérir avec le temps une dureté considérable. Cette disposition a pour but en réalité de rendre la pose des pièces de contreventement plus facile. Nous pensons que dans la plupart des cas les légers inconvénients qu'elle présente pourraient être évités et qu'il serait possible, sans rendre la pose beaucoup plus difficile, de donner aux assemblages venus de fonte la même précision qu'aux assemblages de charpente. Il y a là un progrès sérieux à réaliser, qui doit être signalé à l'attention du constructeur. Quoi qu'il en soit, les assemblages des pièces de fonte tels qu'ils sont exécutés aujourd'hui présentent sur tous les autres modes de liaison des pièces métalliques une supériorité réelle au point de vue de la solidité et de la sécurité pour l'avenir.

Après les tympans et au-dessus, vient se placer le plancher proprement dit. La fonte doit en être rationnellement exclue, parce qu'elle aurait à subir des efforts de flexion pour lesquels l'emploi du fer est naturellement indiqué. Ce plancher est donc formé de poutrelles en fer. Mais, par suite de leur mode d'attache décrit ci-dessus avec les arcs et les tympans, ces poutrelles présentent une solidarité complète avec les pièces du pont, et elles pourraient à la rigueur être considérées comme complétement encastrées. Les poutrelles sont en outre reliées entre elles et de deux en deux par des voûtes en brique et ciment destinées à recevoir elles-mêmes soit une couche de ballast, soit une chaussée pavée ou empierrée.

L'ensemble des voûtes en brique et de la chaussée forme une puissante masse inerte qui, par son interposition, entre la partie métallique et les charges roulantes, a la propriété d'atténuer les vibrations que tendrait à leur communiquer la mobilité de ces charges. En outre, les voûtes en brique et la chaussée remplissent un autre rôle essentiel, celui d'augmenter le poids mort de la construction dans une proportion notable relativement à celui des plus fortes charges accidentelles.

Enfin le plancher rigide, constitué comme nous l'avons indiqué plus haut, seconde efficacement les tympans pour faciliter la répartition uniforme de l'action des charges sur toute l'étendue de la travée, et par suite pour s'opposer à toute déformation de l'ensemble du système.

Les considérations qui précèdent s'appliquent à tous les ponts à arcs de fonte sans exception. Mais parmi tous les systèmes que l'on peut imaginer, sans s'éloigner des principes exposés plus haut, il en est un qui paraît devoir être recom-

mandé toutes les fois que la largeur du pont est peu considérable, lorsque par exemple la largeur de la voie charretière ne doit pas être supérieure à 5 mètres.

Voici les motifs de cette préférence :

Nous avons déjà vu, que dans les limites de largeur ci-dessus fixées, la répartition du métal est aussi rationnelle, au point de vue des efforts transmis, dans les ponts à deux arcs que dans les ponts qui en comportent un plus grand nombre. Nous n'avons point à revenir sur les considérations qui ont été présentées à ce sujet.

Quel que soit le nombre des arcs auquel on s'arrête, la première condition à remplir, c'est que leur section totale ne supporte pas une pression supérieure au chiffre imposé. Or, lorsque le nombre des arcs dépasse deux, on est obligé de compter d'une manière absolue sur la solidarité établie entre eux par l'entretoisement et par le plancher, et de supposer que ces arcs travaillent toujours ensemble et également. Cependant il n'en est pas ainsi en réalité ; les procès-verbaux d'épreuves fournissent la preuve contraire. Dès lors, de deux choses l'une : ou bien il y a exagération dans les épaisseurs, si la matière qui travaille suffit toujours aux efforts transmis; ou bien, si le poids du métal a été calculé d'après l'hypothèse d'un travail égal des arcs, le taux maximum d'efforts qui a été imposé peut être dépassé dans une proportion souvent très-considérable.

En multipliant les arcs, on s'expose en outre à de trop faibles sections pour chacun d'eux, et par suite à des épaisseurs peu convenables à la bonne exécution des pièces et même défavorables pour leur solidité.

Ces inconvénients ne peuvent pas se produire dans le système à deux arcs, ou du moins ils sont aussi atténués qu'ils peuvent l'être. Les deux arcs travaillent toujours ensemble et également sous la pression des charges ; leurs épaisseurs, parfaitement convenables pour l'exécution et la solidité des pièces, sont toujours en parfait rapport avec les efforts auxquels ces pièces sont soumises.

Ce système réalise donc l'utilisation la plus complète du métal employé. Il jouit aussi de la propriété exclusive d'admettre comme garde-grève, d'un bout à l'autre d'une travée, la nervure extrados des arcs à la clef, et permet d'obtenir ainsi un débouché superficiel plus considérable. On réalise enfin cet avantage très-important de pouvoir entretoiser les arcs dans le voisinage de la clef au moyen du plancher lui-même, et d'obtenir par ce moyen un nouvel abaissement du centre de gravité de la construction, ainsi qu'une rigidité plus considérable pour l'ensemble.

Le système à deux arcs se complète par la disposition des trottoirs en encorbellement. Cette disposition est sans doute applicable aux autres systèmes, mais dans celui dont nous nous occupons, elle a l'avantage très-important de réduire l'écartement des arcs à la largeur stricte que doit occuper la voie charretière, de diminuer la portée de toutes les pièces transversales, de mieux répartir la poussée sur la largeur des piles et culées au niveau des retombées des arcs, enfin de ne conserver aux maçonneries que les dimensions réellement utiles, d'en diminuer ainsi le volume, et par conséquent le prix. »

Observations de M. Renaudot. — « La théorie des arcs, telle qu'elle est assise aujourd'hui, repose essentiellement sur l'hypothèse d'une continuité moléculaire parfaite dans les matériaux qui les composent. Les arcs en fer, pas plus que ceux en fonte, ne la réalisent complétement; mais il y a entre les deux

systèmes une distinction à faire en faveur des derniers, au point de vue de la stabilité.

Dans les arches en fer, c'est par le rivet que doivent s'établir, entre les éléments multiples dont elles sont formées, la continuité et la solidarité nécessaires à la stabilité de l'ensemble. C'est l'intermédiaire essentiel des modifications de forme qu'introduisent dans la construction les variations d'intensité des forces extérieures.

Les arches en fonte ne présentent, en réalité, pas de semblable intermédiaire. Chaque voussoir est une pièce continue, comme celle qu'envisage la théorie ; et les boulons qui assemblent les diverses parties ne jouent en définitive, dans la stabilité, qu'un rôle tout à fait secondaire, on pourrait presque dire absolument nul.

Cette fonction différente du rivet et du boulon, attribue aux deux systèmes d'arches que nous envisageons une aptitude bien différente à subir, en particulier, l'influence des variations de température.

Dans les arches en fonte, en effet, ce sont les ressorts moléculaires eux-mêmes qui, se comprimant ou se détendant suivant les influences extérieures, se prêtent aux modifications de forme qu'elles déterminent.

Dans les constructions en fer, au contraire, ces mêmes ressorts n'entrent en action que par le concours du rivet, et si sa ténacité est insuffisante, les déformations, au lieu de s'effectuer exclusivement par des mouvements moléculaires, ont lieu partiellement sous forme de déplacements relatifs des diverses parties assemblées. Or, dès que ce relâchement dans la rigidité première de l'ouvrage a commencé, il est évident qu'il ne peut que rapidement progresser et que la construction doit tendre vers une ruine certaine. D'après cela, n'y a-t-il pas à redouter que des variations de température, en imposant aux arches en fer d'incessantes modifications de forme qui fatiguent la rivure, ne produisent sur elles les effets désastreux qui viennent d'être analysés? Nous posons l'interrogation sans y répondre. Il nous suffit de constater que les arches en fonte ne contiennent point de germe d'une semblable détérioration.

Voici enfin une dernière considération qui tend encore, au même point de vue de l'influence des variations de température sur la stabilité des arcs, à attribuer à la fonte une supériorité marquée sur le fer.

Le fer laminé, de qualité ordinaire, rompt par compression vers 25 ou 30 kilogrammes par millimètre carré. Le coefficient de 6 kilogrammes qu'on lui assigne dans le calcul de résistance est donc le cinquième au plus de sa résistance limite.

Suivant les auteurs, la charge moyenne d'écrasement de la fonte n'est pas moindre que 60 kilogrammes et descendrait au minimum à 40 kilogrammes pour les fontes les plus médiocres. Le coefficient pratique de 5 kilogrammes dont on se sert aujourd'hui est ainsi le douzième et au minimum le huitième des charges de rupture.

D'où il ressort qu'en réalité les arches en fonte subissent des efforts notablement plus éloignés de ceux qui détermineraient la rupture ou seulement l'altération de l'élasticité du métal, que les arches en fer. La marge qu'elles laissent aux influences accidentelles en est d'autant plus grande et l'effet de ces dernières moins à redouter[1].

[1] Dans le mois d'août de l'année 1865, la province d'Alger a subi un sirocco d'une intensité et d'une durée exceptionnelles. Durant une huitaine, à l'ombre, le thermomètre, à Blidah, sta-

Concluons donc qu'aux divers points de vue auxquels on peut se placer pour apprécier l'influence des variations de température sur la stabilité des arches métalliques, celles en fonte paraissent présenter des garanties spéciales de sécurité, comme aussi des chances de durée supérieures à celles des arches en fer.

La seule supériorité de ces dernières arches sur celles en fonte, l'économie, a perdu déjà et peut perdre beaucoup encore de son importance, si, enhardis par l'expérience, les constructeurs s'avancent résolûment dans la voie rationnelle de la réduction du nombre des fermes.

Par cette réduction, en effet, on diminuera l'importance relative d'un élément secondaire en définitive dans la résistance, le tympan, au profit de l'arc, c'est-à-dire de l'élément essentiel à la stabilité. Avec moins de métal, plus rationnellement employé, on obtiendra une stabilité égale.

tionna vers 45 degrés. Nous ne saurions dire ce qu'il eût marqué au soleil; nous relatons seulement que les tabliers de ponts en tôle situés près des villages d'El Affroun et du Bou Roumi, dans la Mitidja, faisaient entendre comme des détonations, sous l'action des dilatations, et que, malgré la peinture de couleur très-claire qui protége les tôles, celles-ci étaient tellement brûlantes que la main n'en pouvait supporter le contact.

CHAPITRE V

PONTS SUSPENDUS

THÉORIE DES CORDONS. — POLYGONE FUNICULAIRE.

Équilibre d'un cordon. — Les fils, cordes ou cordons, que l'on considère dans les calculs de mécanique, sont censés posséder une flexibilité parfaite, et on ne tient pas compte de leur extensibilité; souvent même on néglige leur pesanteur.

Par suite de sa flexibilité absolue, un cordon soumis à l'action d'un nombre quelconque de forces ne peut être en équilibre que si ces forces se réduisent à deux forces égales et directement opposées, agissant dans l'axe du cordon; en effet, toute force non dirigée suivant l'axe entraîne une déformation, et, si les deux forces dirigées suivant l'axe du cordon n'étaient pas égales, celui-ci prendrait un mouvement de translation dans le sens de son axe.

Ainsi, 1° toutes les forces appliquées à un cordon en équilibre doivent satisfaire aux conditions générales de l'équilibre, comme si elles étaient appliquées à un corps solide.

2° Le cordon doit en outre être tendu en ligne droite, et les forces se font équilibre par son intermédiaire.

Si l'on coupe le cordon suivant une de ses sections et qu'on suppose, par exemple, la partie de droite enlevée, il faudra, pour maintenir l'équilibre, remplacer par une traction suivant l'axe de la partie de gauche la réaction de la partie disparue; cette traction s'appelle la tension du cordon. Dans un cordon complet, la tension est annulée en chaque section par une réaction égale et contraire, et disparaît dans les équations de l'équilibre; mais si le cordon est fixé en une de ses sections, le point d'attache exerce sur lui une traction égale à sa propre tension et inversement le cordon réagit sur le point d'attache avec une force égale. Si l'on veut alors considérer le cordon comme isolé, il faudra supposer appliquée au point d'attache, dans l'axe du cordon, une force égale à la tension.

Il y a toujours un moyen simple de connaître la tension d'un cordon, c'est de le couper en un point et d'en réunir les deux tronçons par un dynamomètre.

Au point de vue de la solidité, la section du cordon doit être suffisante pour ne pas se rompre sous l'effort qui lui est imposé.

Équilibre de trois cordons concourants. — Trois cordons A, B, C, concourent au point O (fig. 1, pl. XXXVI); comme première condition d'équilibre,

chaque cordon doit être sollicité par une traction unique dirigée suivant son axe; les trois tractions sont transmises au point O, et là, elles doivent se faire équilibre, c'est-à-dire que l'une d'elles doit être en grandeur et en direction la diagonale du parallélogramme construit sur les deux autres. Donc :

$$t = t_2 \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \qquad t_1 = t_2 \frac{\sin \gamma}{\sin \alpha}$$

Supposez que les deux cordons OA et OB finissent par se placer dans le prolongement l'un de l'autre, il faudra que (*sin* α) devienne nul, c'est-à-dire que t et t_1 prennent des valeurs infinies, ce qui est impossible; donc, un câble rectiligne sur lequel on exerce un effort t_2, si faible qu'il soit, fléchit toujours et ne peut conserver sa forme.

Soit un cordon AOB (figure 2, planche XXXVI) traversant un anneau auquel est attaché un autre cordon OC, soumis à une tension t_2, on demande quelles seront les conditions d'équilibre du système. Le système, étant supposé en équilibre, est immobile : donc, on peut supposer fixés les deux points A et B, de sorte que le point O décrit alors une ellipse dont A et B sont les foyers ; tant que la tension t_2 aura une composante tangente à l'ellipse, il est évident que l'anneau se déplacera, et il s'arrêtera seulement lorsque la tension t_2, c'est-à-dire le cordon C, sera normale à la courbe ; dans ce cas, la droite OC sera bissectrice de l'angle AOB ou α, et l'on aura

$$t = t_1 = t_2 \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\sin \alpha} = \frac{t_2}{2 \cos \frac{\alpha}{2}}$$

La condition d'équilibre sera la même si l'anneau O est remplacé par un nœud ; le cordon OC se placera suivant la bissectrice de l'angle AOB.

Polygone funiculaire. — Considérons un cordon soumis à l'action d'un certain nombre de forces placées en divers points de sa longueur; pour qu'il y ait équilibre, il faut que le cordon ne soit soumis qu'à des tractions suivant son axe; c'est-à-dire que les portions de ce cordon placées entre les points d'application de deux forces successives, seront rectilignes. Le cordon prendra donc une forme polygonale; à chaque sommet du polygone sera appliquée une force extérieure, et l'on doit considérer chaque sommet comme un centre d'articulation, puisque le cordon est censé posséder une flexibilité absolue.

Les extrémités A_0 A_m du cordon sont fixées quelque part; on peut les supposer libres, pourvu qu'on remplace les réactions des appuis par les tensions t_0 et t_m (fig. 3).

Aux sommets A_1, A_2,..., A_n du polygone agissent des forces p_1, p_2,..., p_n. Si l'on considère le sommet A_1, l'équilibre s'y établit entre les deux tensions t_0 et t_1 et la force p_1 ; donc la tension t_1 est la diagonale du parallélogramme construit sur t_0 et p_1 ; de même, la tension t_2 est la diagonale du parallélogramme construit sur t_1 et p_2, la tension t_n est la diagonale du parallélogramme construit sur t_{n-1} et p_n... ; enfin, la tension t_m ou réaction de l'appui extrême est la diagonale du parallélogramme construit sur t_{m-1} et p_m.

Polygone de Varignon. — Les conditions d'équilibre du polygone funiculaire peuvent se mettre sous une forme graphique très-simple, au moyen du polygone de Varignon, dont voici la construction :

Par un point fixe O (fig. 4), menons une parallèle t_0 à la réaction de l'appui

A_0, et, par l'extrémité de la droite ainsi obtenue, une parallèle à la force p_1 qui sollicite le premier sommet A_1 du polygone funiculaire; prenons sur cette parallèle une longueur précisément égale à p_1, la ligne joignant le point O à l'extrémité de cette longueur représentera en grandeur et en direction la tension t_1 du second côté du polygone funiculaire. Par l'extrémité de t_1, menons une ligne égale et parallèle à p_2 et joignons Op_2, nous aurons la tension t_2 du troisième côté du polygone funiculaire et ainsi de suite, jusqu'à ce que, joignant le point O à l'extrémité de la dernière force extérieure p_m, nous ayons obtenu la réaction de l'appui extrême. Nous aurons construit de la sorte un polygone $(Ot_0p_1p_2\ldots p_m)$, dont les côtés sont égaux et parallèles à toutes les forces extérieures sollicitant le cordon, les réactions des appuis devant toujours être mises au nombre des forces extérieures au système.

Les diagonales de ce même polygone, menées du sommet O, représentent en grandeur et en direction les tensions des côtés successifs du polygone funiculaire.

Le polygone de Varignon nous indique que le cordon sera en équilibre si :

1° Le polygone $(t_0p_1p_2\ldots p_{m-1}t_m)$ se ferme de lui-même, c'est-à-dire si l'extrémité de la dernière force extérieure t_m tombe précisément au point de départ O;

2° Les diagonales émanées du point O sont parallèles aux côtés successifs du polygone funiculaire;

3° Chaque côté du polygone funiculaire est capable de résister à la tension à laquelle il est soumis.

Étant donné un cordon, avec deux points fixes connus de position, avec toutes les forces extérieures $p_1\ldots p_{m-1}$ également connues, il faudra leur adjoindre, avons-nous dit, les réactions t_0 et t_m des points fixes; ces réactions se détermineront en écrivant que toutes les forces extérieures au système sont en équilibre. Prenant pour inconnues les composantes des réactions t_0 et t_m suivant la ligne des points fixes et suivant la perpendiculaire à cette ligne, nous aurons quatre inconnues dont les valeurs seront fournies par quatre équations, savoir :

Deux équations de projection;

Deux équations des moments pris par rapport aux deux points fixes.

Ayant calculé les réactions des deux points fixes, on aura tous les éléments nécessaires à la construction du polygone de Varignon.

THÉORIE DES PONTS SUSPENDUS.

La composition des ponts suspendus est des plus simples : un tablier, ordinairement en charpente et sensiblement horizontal ou tout au moins à courbure légère, est suspendu à l'amont et à l'aval, au moyen de tiges verticales équidistantes, à un câble ou à un faisceau de câbles.

Le tablier est calculé en vue de résister à une surcharge uniforme de 200 kilogrammes par millimètre carré; comme le poids du tablier est uniforme, on admet que les câbles sont soumis à une charge uniformément distribuée suivant l'horizontale et égale à p par mètre courant. Cette supposition n'est pas conforme à la réalité, car à cause de la courbure des câbles et de la courbure inverse du tablier, la longueur des tiges va en croissant depuis le milieu du pont jusqu'aux culées, et il en est de même de leur poids; mais ce poids est, en général, assez

faible relativement au poids du tablier et on néglige l'influence de la variation en adoptant pour les tiges un poids moyen.

On a deux côtés consécutifs OA, OB du polygone funiculaire (fig. 5), leurs tensions sont t et t_1 et ils font avec l'horizontale des angles α et β. Au sommet O est suspendu un poids p et le point O doit être considéré comme un centre d'articulation, puisque le câble possède une flexibilité absolue. Le poids p doit être égal et directement opposé à la diagonale du parallélogramme construit sur t et t_1; par suite :

1° La somme des projections horizontales de t et de t_1 doit être nulle, et comme ces projections sont directement opposées, elles sont égales;

2° La somme des projections verticales des tensions des deux côtés adjacents est égale au poids p. On peut donc faire deux parts de ce poids : l'une p_1 est équilibrée par ($t \sin \alpha$) et l'autre p_2 par ($t_1 \sin \beta$).

Supposez maintenant que les deux côtés OA et OB soient réunis par un côté horizontal OO_1 (figure 6); rien ne sera changé à l'équilibre, pourvu que la tension Q de ce côté horizontal soit égale à l'une ou à l'autre des projections horizontales de t et de t_1, et pourvu que l'on suspende en O le poids p_1 et en O_1 le poids p_2, la somme $p_1 + p_2$ étant toujours égale à p.

Ces préliminaires posés, considérons un demi-polygone funiculaire dont Ax est le côté horizontal et la verticale Ay l'axe de symétrie; le point A étant le milieu du côté horizontal (figure 7). Soit Q la tension de ce côté horizontal, p_1, p_2, p_3, les poids suspendus aux sommets successifs; p_1 est la diagonale du parallélogramme construit sur Q et t_1; donc t_1, est connu; connaissant t_1, on sait que p_2 est la diagonale du parallélogramme construit sur t_1 et t_2, donc cette tension t_2 est connue, et, ainsi de suite, jusqu'à ce qu'on arrive au côté supérieur du polygone, dont la tension est égale à la réaction du point d'attache.

Les constructions précédentes, quoique très-simples, se simplifient bien davantage en ayant recours au polygone de Varignon.

Portons sur une horizontale à une échelle déterminée une longueur OA (figure 8) mesurant la tension Q du côté horizontal; élevons la verticale AB et portons sur cette verticale des longueurs successives mesurant $p_1 p_2 p_3$. La tension t_1, résultante de Q et de p_1, est donnée en grandeur et en direction par la droite Op_1; la tension t_2, résultante de t_1 et de p_2, est donnée en grandeur et en direction par la droite Op_2, et ainsi de suite; finalement, la tension t_m sur point d'attache est représentée en grandeur et en direction par la droite Op_m.

Mais t_2 peut se considérer comme la résultante de OA et de Ap_2, t_3 comme la résultante de OA et Ap_3, et ainsi de suite, de sorte qu'on peut poser les relations suivantes :

1° La composante horizontale de la tension d'un côté quelconque est constante et égale à Q, c'est-à-dire à la tension du côté horizontal;

2° La composante verticale de la tension d'un côté quelconque est égale à la somme des poids suspendus depuis le point le plus bas jusqu'au sommet où le côté commence;

3° La tension des côtés augmente à mesure qu'on s'élève sur l'horizon; on a par exemple

$$t_1 = \frac{Q}{\sin \alpha} = Q \sec \alpha,$$

ce qui indique que la tension croît proportionnellement à la sécante de l'inclinaison du côté sur l'horizon.

Application aux ponts suspendus à tiges équidistantes. — Comme nous le disions plus haut, les tiges de suspension rattachant le tablier aux câbles sont équidistantes et peuvent être considérées comme chargées de poids égaux p. Il n'y aura rien à changer aux constructions précédentes, si ce n'est que tous les poids $p_1 p_2$ deviendront égaux. Mais le calcul va nous apprendre quelques particularités intéressantes sur le profil qu'affecte alors le câble.

Un côté quelconque C_n du polygone funiculaire, côté dont les projections horizontale et verticale sont h_n et v_n, est parallèle à la tension t_n du polygone de Varignon, tension dont les composantes horizontale et verticale sont Q et la somme

$$p_1+p_2+p_3\ldots+p_n \text{ ou } P_n.$$

Donc, ayant construit le polygone de Varignon (figure 8), pour obtenir la longueur du côté C_2 par exemple, on prendra sur l'horizontale une longueur OM égale à la projection horizontale h_2 de ce côté, on élèvera par le point M une verticale qui rencontre la tension t_2 en un point C_2, et la longueur OC_2 est celle du second côté du polygone funiculaire. On a, par les triangles semblables, la relation :

$$\frac{v_2}{h_2}=\frac{P_2}{Q}$$

ou, d'une manière générale,

$$v_n=h_n.\frac{P_n}{Q}.$$

Dans la pratique, les tiges de suspension sont équidistantes et, par suite, les projections horizontales h_n des côtés sont égales ; désignons par h leur valeur commune, et prenons pour origine des coordonnées (figure 9) non plus le milieu A, mais l'extrémité de gauche O du côté horizontal du câble ; Ox et Oy sont les axes de coordonnées ; l'abscisse x du quatrième sommet A_4 est égale à $4h$ et son ordonnée y est égale à $(v_1+v_2+v_3)$. D'une manière générale, on a :

$$x=nh, \qquad y=v_1+v_2\ldots+v_{n-1}=\frac{h}{Q}(P_1+P_2\ldots+P_{n-1}).$$

Or, tous les poids suspendus sont égaux entre eux et mesurés par p, de sorte qu'on a tout simplement

$$P_n=np;$$

donc les équations précédentes deviennent :

$$x=nh, \qquad y=\frac{hp}{Q}(1+2+3\ldots+(n-1)).$$

La somme des $(n-1)$ premiers nombres entiers est égale à $\frac{(n-1)n}{2}$, ce qui transforme les équations précédentes en

$$x=nh, \qquad y=\frac{hp\,(n^2-n)}{2Q}.$$

Le poids p est le poids d'une longueur h de tablier, et, si on désigne par π le

poids du mètre courant du tablier, on aura

$$p = \pi h, \quad \text{d'où} : x = nh, \qquad y = \frac{\pi h^2 (n^2 - n)}{2Q}.$$

Éliminant la variable (n) entre les équations, nous trouverons la relation générale qui lie les quantités x et y, c'est-à-dire l'équation de la courbe passant par tous les sommets du polygone funiculaire ; cette équation est

$$y = \frac{\pi}{2Q}(x^2 - hx),$$

et, si l'on reporte l'origine au milieu A du côté horizontal, il suffit de remplacer dans cette équation x par $\left(x + \frac{h}{2}\right)$; elle devient alors :

$$(1) \qquad y = \frac{\pi}{2Q}\left(x^2 - \frac{h^2}{4}\right).$$

C'est une parabole dont l'axe est la verticale passant au point A, c'est-à-dire au milieu du câble.

Il est facile, du reste, de montrer directement que le lieu des sommets du polygone funiculaire est une parabole : supposons que le polygone ait un nombre infini de côtés, c'est-à-dire qu'en chaque point du câble soit appliqué un poids constant $\pi.dx$. Nous pouvons considérer le câble comme coupé en A et A_n (figure 10), pourvu que nous appliquions en ces sections les réactions Q et T, qui s'ajouteront aux forces extérieures dont la résultante est πx, placée au milieu de la projection horizontale AA_n. Exprimant que le câble est en équilibre sous l'action de toutes les forces extérieures qui le sollicitent, nous trouvons

$$(2) \qquad Qy = \frac{\pi x^2}{2},$$

équation qui représente une parabole tangente à l'axe des x et ayant pour axe l'axe des y.

Détermination de la poussée horizontale et de la tension au point d'attache. — Les données de la construction (figure 11) sont l'ouverture AB ou $2l$, et la flèche OG ou f, et l'on se propose de déterminer la tension horizontale Q et la tension T au point d'attache A.

Remarquant que pour $x = l$, $y = f$ et, portant ces quantités soit dans l'équation (1), soit dans l'équation (2), il vient

$$(3) \qquad Q = \frac{\pi l^2}{2f}.$$

Si on se sert de l'équation (1), on néglige le terme en $\left(\frac{h^2}{4}\right)$, dont l'influence relative est très-faible.

La tension T a pour composante verticale le demi-poids πl de la travée et pour composante horizontale la quantité Q que nous venons de déterminer, donc

$$(4) \qquad T = \sqrt{\pi^2 l^2 + \frac{\pi^2 l^4}{4f^2}} = \pi l \sqrt{1 + \frac{l^2}{4f^2}}.$$

On a encore

$$T=\frac{Q}{\cos\alpha},$$

et l'angle α ou GAH est facile à déterminer, si on se rappelle cette propriété de la parabole que la sous-tangente GH est double de la flèche GO, ce qui conduit à

$$\tan g\,\alpha=\frac{2f}{l}$$

Si l'on cherche la pression verticale qui pèse sur le support AC, elle est la somme des composantes verticales de la tension du câble principal et de la tension du câble de retenue AE, c'est-à-dire égale à :

$$Q \tan g\,\alpha + Q \tan g\,\omega.$$

On sait que le câble principal passe sur l'appui CA et se prolonge en ligne droite pour aller se loger dans un massif de retenue, lequel s'oppose à tout déplacement.

Longueur du câble. — La longueur du câble n'est autre que la longueur d'un arc de parabole. Nous avons vu qu'en désignant par s la longueur de l'arc d'une courbe quelconque, les différentielles (ds), (dx) et (dy) sont liées par la relation :

$$ds^2=dx^2+dy^2 \quad \text{ou} \quad (5)\quad \frac{ds}{dx}=\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}=\left\{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}.$$

D'autre part, l'équation (2) de la parabole et l'équation (3) combinées nous donnent :

$$Q dy=\varpi x dx, \qquad \frac{\varpi l^2 dy}{2f}=\varpi x dx, \qquad \frac{dy}{dx}=\frac{2fx}{l^2}.$$

Portant cette valeur de $\frac{dy}{dx}$ dans l'équation (5), et développant le second membre en série par la formule de Newton, puis intégrant entre $x=0$ et $x=l$, nous arrivons finalement à la formule :

$$(6)\qquad s=l\left\{1+\frac{1}{3.2}\left(\frac{2f}{l}\right)^2-\frac{1}{5.8}\left(\frac{2f}{l}\right)^4+\frac{1}{7.16}\left(\frac{2f}{l}\right)^6-\frac{5}{9.128}\left(\frac{2f}{l}\right)^8+\ldots\ldots\right\}$$

qui exprime la longueur de la parabole entre son sommet et le point d'attache, c'est-à-dire la demi-longueur du câble.

En général, le rapport $\frac{f}{l}$ est assez petit pour qu'on puisse se contenter des deux premiers termes de la parenthèse et écrire, avec une approximation bien suffisante dans la pratique :

$$(7)\qquad s=l\left(1+\frac{2f^2}{3l^2}\right)$$

Longueur des tiges de suspension. — Si l'on veut, on obtiendra graphiquement d'une manière assez exacte, la longueur des tiges de suspension en construisant à une certaine échelle le polygone funiculaire. Mais, il est facile aussi

de les calculer. Supposez qu'il y ait (n) tiges de suspension dans le demi-câble; elles sont également espacées, de sorte que leurs abscisses successives sont :

$$\frac{l}{n}, \quad 2\frac{l}{n}, \quad 3\frac{l}{n} \ldots\ldots \quad n.\frac{l}{n};$$

Remplaçant dans l'équation (2) Q par sa valeur en fonction de l et f, l'équation de la parabole des sommets du polygone funiculaire se met sous la forme

$$(8) \qquad y = \frac{}{l^2}x^2,$$

et, l'ordonnée correspondant à l'abscisse $m.\frac{l}{n}$, c'est-à-dire la longueur de la tige de rang (m), aura pour valeur

$$\frac{f}{l_2}.\frac{l^2}{n^2}m^2 \qquad \text{ou} \qquad \frac{}{n^2}.m^2.$$

Calculant une fois pour toutes la fraction $\frac{f}{n^2}$, on aura la longueur de la tige de rang (m) en multipliant cette quantité par le carré de (m).

La longueur cumulée de toutes les tiges, et par conséquent leur poids, car leur section résulte de l'espacement adopté et du poids du tablier, cette longueur cumulée résultera de l'équation :

$$(9) \qquad \frac{f}{n^2}(1+2^2+3^2\ldots\ldots+n^2) = \frac{}{n^2}\frac{n(n+1)(2n+1)}{6}.$$

Marche générale pour le calcul d'un pont suspendu. — Pour résumer ce qui précède, voici donc ce qu'il convient de faire pour le calcul d'un pont suspendu:

On se donne l'ouverture et la flèche ; on établit les dispositions du tablier et on en calcule le poids par mètre courant. On fixe l'espacement des tiges de suspension et on en calcule la section eu égard au poids maximum qui pourra leur être imposé. Ces données suffisent pour calculer la poussée horizontale Q et pour construire ou calculer le polygone funiculaire ; généralement on substituera à ce polygone la parabole qui l'enveloppe et dont l'équation est connue. La tension maxima, à laquelle le câble est soumis, se produit au point le plus élevé; on la calcule et on en déduit la section du câble. Les formules que nous avons données permettent d'obtenir sans peine la longueur du câble et celle des tiges de suspension, et de dresser le métré de toutes les parties de la construction. La pression verticale transmise au point d'appui est connue aussi; la tension du câble de retenue est également facile à calculer et le câble de retenue doit être fixé à un massif de poids assez considérable pour qu'aucun mouvement ne soit à craindre.

Influence des variations de température. — L'influence des variations de température est notable pour les ponts suspendus d'une certaine ouverture.

Le coefficient de dilatation linéaire du fer est de 0,000012, c'est-à-dire qu'une barre de fer de 1 mètre de longueur, soumise à une variation de température d'un degré, varie de 0^m,000012.

La longueur s d'un câble étant donnée par la formule (7)

$$s = l\left(1+\frac{2f^2}{3l^2}\right),$$

cette longueur devient pour une augmentation de température de t° :

$$s(1+0,000012.t),$$

la demi-ouverture l du câble reste constante, mais la flèche f augmente, et on en trouve la valeur nouvelle par l'équation

$$(10) \qquad s(1+0,000012.t) = l\left(1+\frac{2f^2}{3l^2}\right).$$

Prenons pour exemple un pont de 200 mètres d'ouverture et de 20 mètres de flèche, on a : $l=100$, $f=20$, et la demi-longueur du câble : $s = 102^m,67$.

Supposez une augmentation de température de 30°, la longueur du câble deviendra :

$$102,67\,(1+30\times0,000012) \quad \text{ou} \quad 102^m,71,$$

et la nouvelle valeur de la flèche, tirée de l'équation (10), est de $20^m,16$.

Ainsi, une augmentation de température de 30° augmentera la flèche de 16 centimètres, et par suite déformera complétement la courbe du câble ; il est facile de calculer la nouvelle parabole et de voir de combien s'abaissera le sommet de chaque tige de suspension. Cette variation de flèche peut entraîner des inconvénients si le tablier est trop rigide ; en général, le tablier possède une certaine flexibilité et obéit sans peine à la déformation.

En présence de l'influence des variations de température, il convient de poser et de régler les ponts suspendus, autant que possible, à la température moyenne.

Influence d'un poids isolé. — Le nouveau modèle du cahier des charges imposé par le ministère pour les concessions de ponts suspendus, prescrit une épreuve par poids roulant au moyen de charrettes à deux roues pesant 11 tonnes. Sous le passage de ce poids roulant, le câble se déforme et l'on peut, avec les principes que nous avons posés, construire ou calculer son nouveau profil.

Les constructions relatives au polygone funiculaire sont générales et s'appliquent au cas où l'on suspend aux tiges verticales des poids quelconques ; elles subsistent donc dans le cas d'une surcharge isolée qui se combine avec la charge fixe uniformément répartie.

Quant au calcul qui nous a fourni plus haut l'équation (1), il se modifie comme il suit : supposons qu'il y ait dans une demi-travée m tiges de suspension, et que le poids isolé P soit suspendu à la $n^{ième}$; entre le milieu du câble et la tige n, il n'y a rien de changé au calcul, et c'est la parabole (1) qui subsiste, pourvu qu'on donne dans son équation à Q et à π les valeurs convenables. A partir de la $n^{ième}$ tige jusqu'à la dernière, le poids isolé P s'ajoute aux charges fixes, et il faut calculer en conséquence les ordonnées x et y des sommets du polygone ; éliminant la variable qui entre dans les expressions de x et y, on trouve la relation générale qui lie ces deux quantités ; c'est une parabole de la forme

$$y = ax^2 + bx + c,$$

que l'on construit par points.

En donnant diverses positions à la surcharge P, on trouvera la déformation maxima à l'aplomb de chaque tige ; ce calcul est simple, mais en général peu utile ; la flexibilité du tablier permet toujours une déformation notable, et de

plus, la surcharge uniforme produit toujours sur le câble des tensions bien supérieures à celles qui résultent du passage du plus lourd véhicule.

Mais, si le passage de ce véhicule n'a pas d'influence sur le calcul de la section des câbles, il en a une très-grande sur le calcul des poutrelles transversales du tablier et des tiges de suspension, qui doivent être susceptibles de résister non-seulement à la surcharge uniformément répartie de 200 kilogrammes au mètre carré, mais encore au poids roulant.

La tension horizontale Q résultant du passage d'un poids roulant P est maxima lorsque ce poids se trouve au milieu du pont et se déduit alors de l'équation

$$Qf = Pl.$$

Lorsque le poids P est à une distance (nl) du milieu du câble, la tension horizontale Q est donnée par l'équation

$$Qf = P.l(1-n)$$

et la tension T au point d'attache, tension produite par le poids P seul indépendamment de la charge fixe, est égale à

$$T = \sqrt{Q^2 + P^2\left(\frac{1+n}{2}\right)^2} = P\sqrt{\frac{l^2(1-n)^2}{f^2} + \left(\frac{1+n}{2}\right)^2}$$

et cette quantité est maxima lorsque le nombre n est égal à

$$\frac{\frac{2l^2}{f^2} - 1}{\frac{2l^2}{f^2} + 1},$$

quantité qui, en général, diffère très-peu de l'unité. C'est donc lorsque le poids P est près des culées qu'il détermine dans le câble le plus grand accroissement de tension.

Longueur des tiges lorsqu'elles supportent un tablier parabolique. — Généralement, le tablier a une forme légèrement parabolique, la concavité de la courbe étant tournée vers le bas. C'est même une nécessité au point de vue architectural. Il faut donc modifier la longueur des tiges en conséquence.

Sur la figure 12, planche XXXVI, la parabole (aod) représente le câble et la parabole (ehg) représente le tablier. La moitié du câble comprenant m tiges, espacées d'une longueur h, la longueur de la tige de rang n comprendra trois éléments : 1° l'ordonnée de la parabole du câble, 2° la distance constante oh, qui sépare les sommets des deux paraboles, 3° l'ordonnée de la parabole du tablier.

La courbe du câble a pour équation

$$Qy = \frac{\pi x^2}{2},$$

pour $x = nh$, l'ordonnée y est égale à

$$\frac{\pi h^2}{2Q} n^2.$$

La courbe du tablier est de la forme :

$$y = ax^2, \quad \text{et pour} \quad x = l, \; y = f',$$

ce qui transforme l'équation en

$$y=\frac{f'}{l^2}x^2.$$

Lorsque $x=nh$, l'ordonnée y a pour valeur

$$\frac{f'}{l^2}n^2h^2.$$

Voici donc évalués les trois éléments de la longueur d'une tige quelconque, et cette longueur est connue.

En réalité, l'équation

$$Qy=\frac{\pi x^2}{2}$$

n'est qu'approchée, et il vaudrait mieux recourir pour le calcul à l'équation (1) de la page 262,

$$y=\frac{\pi}{2Q}\left(x^2-\frac{h^2}{4}\right)$$

qui représente la parabole passant par les sommets du polygone funiculaire.

Il est inutile de donner au tablier un bombement exagéré, et il est facile d'en déterminer la valeur de telle sorte que jamais il ne soit exposé à descendre au-dessous de l'horizontale qui passe par ses extrémités.

A cet effet, on calculera l'augmentation maxima de flèche qui peut résulter des variations de température ; on calculera en outre l'augmentation de flèche qui résultera de la tension maxima à laquelle les câbles pourront être soumis, et ce calcul est analogue au précédent. On peut admettre que le fer s'allonge de $0^m,00005$ pour une charge de 1 kilogramme par millimètre carré de sa section ; connaissant la tension moyenne t par millimètre carré, on aura pour l'allongement par mètre courant de câble $0^m,00005\ t$; la longueur s de la courbe, calculée par la formule (7), deviendra :

$$s(1+0,00005.t),$$

et devra être égale à

$$l\left(1+\frac{2f'^2}{3l^2}\right)$$

conformément à la même formule (7). On aura donc une équation qui donnera la nouvelle flèche f', et par suite l'accroissement cherché. De la somme des deux accroissements possibles se déduit la flèche à donner au tablier, flèche qui doit être supérieure à la somme susdite.

Pendant l'été, la convexité du tablier diminue ; elle augmente pendant l'hiver.

Profil des câbles en tenant compte de la variation des tiges. — L'équation différentielle de la courbe des câbles est :

$$(11)\qquad \frac{dy}{dx}=\frac{1}{Q}\int \cdot pdx$$

elle résulte de la construction même du polygone funiculaire ; nous avons vu

en effet que, pour obtenir la tension du côté de rang m, il faut composer la tension horizontale constante Q avec la somme des poids agissant depuis le premier sommet jusqu'au sommet m. La quantité $\frac{dy}{dx}$ mesure l'inclinaison du côté de rang m sur l'horizon, or cette inclinaison est mesurée aussi par le rapport des deux composantes de la tension, savoir : la somme des poids élémentaires pdx et la tension horizontale Q. Donc, l'équation précédente est exacte, et en l'intégrant on obtiendra la courbe du câble.

Dans ce qui précède nous avons supposé le poids p constant ; en réalité il ne l'est pas et dépend de trois éléments. L'un de ces éléments est constant, c'est le poids π du tablier et de la surcharge par mètre courant ; l'autre terme est variable avec la longueur des tiges et augmente depuis le milieu du pont jusqu'aux culées ; l'autre représente le poids de la partie du câble comprise entre deux tiges consécutives de suspension, poids qui va aussi en croissant depuis le milieu du pont jusqu'aux culées.

Désignons par (2τ) le poids total des tiges sur toute la longueur du pont, ce poids est supposé réparti proportionnellement aux ordonnées de la parabole

$$y=\frac{f}{l^2}x^2.$$

Ce n'est là qu'une approximation, puisque nous cherchons précisément une autre courbe que cette parabole, mais l'approximation est bien suffisante. Sur un élément de longueur horizontale dx, le poids représentant les tiges de suspension peut donc s'exprimer par la quantité

$$\frac{3\tau}{l^3}x^2dx,$$

car cette quantité, proportionnelle aux ordonnées de la parabole précédente, reproduit précisément le nombre 2τ, lorsqu'on l'intègre depuis $(-l)$ jusqu'à $(+l)$.

Désignant par σ le poids de l'unité de longueur du câble, le poids de l'élément ds de ce câble sera

$$\sigma.ds \quad \text{ou} \quad \sigma dx\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad \text{ou} \quad \sigma.dx\sqrt{1+\frac{4f^2x^2}{l^4}}$$

en remplaçant $\frac{dy}{dx}$ par sa valeur tirée de l'équation de la parabole.

Ainsi le poids variable p est mis sous la forme :

$$p=\pi+\frac{3\tau x^2}{l^3}+\sigma\sqrt{1+\frac{4f^2x^2}{l^4}}.$$

Portant cette valeur dans l'équation différentielle (11), inscrite en tête de ce paragraphe, et intégrant deux fois, il vient :

$$(12) \qquad y=\frac{1}{Q}\left\{\frac{\pi x^2}{2}+\frac{\tau x^4}{4l^3}+\sigma\left(\frac{x^2}{2}+\frac{2f^2x^4}{3.4.l^4}-\frac{2f^4x^6}{5.6.l^8}+\ldots\right)\right\},$$

équation qui représente et permet de calculer la courbe du câble.

En général, on s'arrêtera au terme en x^4, qui donne une valeur suffisamment approchée.

Dans l'équation (12) on devra avoir $y = f$ pour $x = l$, d'où résulte l'équation

$$f = \frac{1}{2Q} \left\{ (\pi + \sigma) l^2 + \frac{\tau l}{2} + \frac{\sigma f^2}{3} \right\}, \tag{13}$$

qui permettra d'exprimer Q en fonction de f et de l, et d'en porter la valeur dans l'équation de la courbe.

Ces formules, appliquées au pont de Saint-Christophe, de 181^m,60 d'ouverture et de 14 mètres de flèche, ont montré que la différence maxima entre les ordonnées de la courbe réelle et celles de la parabole théorique était de 0^m,06, et qu'elle correspond aux points situés aux deux tiers de la demi-longueur du tablier à partir de l'axe du pont.

Voici comment la parabole se déforme :

La variation de flèche est très-peu considérable, mais la parabole se creuse vers les culées et le maximum du creusement est à peu près au sixième de la longueur du pont à partir des culées.

En somme, cet effet est très-peu sensible pour des ponts d'ouverture ordinaire, et il n'y a lieu d'en tenir compte que dans des conditions exceptionnelles.

Règlement des câbles. Chaînette. — Une question assez importante, surtout lorsqu'il s'agit de ponts de grande ouverture, c'est le règlement des câbles.

On sait qu'un câble pesant et flexible, fixé en un de ses points, a pour profil une courbe particulière qu'on appelle la chaînette.

Ainsi, lorsqu'on pose le câble seul, sans lui suspendre le tablier, il décrit une chaînette ; puis, lorsque l'on vient suspendre au câble les tiges de suspension et le tablier, la chaînette se transforme en parabole.

Cette parabole est la donnée principale du projet, elle est connue par sa flèche et par son ouverture, mais la flèche de la chaînette est moindre que celle de la parabole de même longueur, et il est indispensable de calculer cette flèche pour vérifier si le câble est bien dans la position qu'il doit occuper lorsqu'il n'a à porter que son propre poids.

Il y a une autre cause qui tend à diminuer la flèche de pose par rapport à la flèche définitive, c'est que le poids du tablier allonge le câble et par suite augmente sa flèche. Donc, pour avoir la longueur réelle du câble, alors qu'il est suspendu librement, il faut retrancher de la longueur calculée pour l'arc de parabole la quantité qui résulte de l'allongement élastique.

Mais venons à la chaînette :

Soit p le poids du câble par mètre courant, câble dont le profil est rapporté à deux axes, l'un vertical, l'autre horizontal ; considérons un élément de longueur (ds) et de poids (pds), figure 13, planche XXXVI, il est soumis d'un bout à une tension T, dont les composantes horizontales et verticales sont :

$$T\frac{dx}{ds} \quad \text{et} \quad T\frac{dy}{ds}$$

et de l'autre bout à une tension opposée dont les composantes sont :

$$T\frac{dx}{ds} + d\left(T\frac{dx}{ds}\right) \quad \text{et} \quad T\frac{dy}{ds} + d\left(T\frac{dy}{ds}\right)$$

L'élément de câble est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui

comprennent les tensions ci-dessus définies et le poids (pds) ; appliquant le théorème des projections, on doit donc avoir :

$$d\left(\mathrm{T}\frac{dx}{ds}\right)=o \quad \text{et} \quad d\left(\mathrm{T}\frac{dy}{ds}\right)=pds.$$

Ce sont les deux équations différentielles de la courbe cherchée ; en les résolvant, on trouve pour l'équation de la chaînette :

$$(14) \qquad y=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right)$$

dans laquelle le nombre (e), base des logarithmes népériens, est égal à 2,71828.

La chaînette est représentée par la figure 13, et le paramètre (a) n'est autre que l'ordonnée du sommet de la courbe ; cette courbe est très-régulière et très-pure.

Différentiant l'équation (14), on trouve :

$$\frac{dy}{dx}=\frac{1}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right) \quad \text{et} \quad \frac{ds}{dx}=\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}=\frac{1}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right);$$

Cette dernière formule, intégrée, nous conduit à

$$(15) \qquad s=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right)$$

c'est-à-dire que l'arc s est égal à l'ordonnée correspondante y.

Mais ces équations (14) et (15) sont d'un usage très-difficile, même quand on les développe en séries, car les séries qu'elles donnent ne sont pas rapidement convergentes et il convient de leur faire subir des modifications que nous ne pouvons exposer ici.

Il nous suffira de dire qu'en désignant par f la flèche de la chaînette, par l la demi-ouverture du pont et par S la longueur du demi-arc du câble, on a la relation approximative :

$$l=S-\frac{2}{3}\frac{f^2}{S}-\frac{2}{15}\frac{f^4}{S^3},$$

qui donne :

$$(16) \qquad f=S\sqrt{\frac{-5+\sqrt{55-30\frac{l}{S}}}{2}}$$

Un exemple rendra les choses plus nettes :

En traitant de l'influence des variations de température, à la page 264, nous avons considéré un pont de 200 mètres d'ouverture et de 20 mètres de flèche, et nous avons trouvé que la longueur de la demi-parabole correspondante était de $102^m,67$. Supposons que, sous la charge fixe du tablier, le câble travaille à 6 kilogrammes par millimètre carré, il se sera allongé d'environ six fois $0^m,00005$ ou de $0^m,0003$ par mètre courant ; sa longueur totale, correspondant au cas où il sera absolument libre, se déduira donc de la formule :

$$102,67=s\,(1,0003), \quad \text{qui donne} \quad s=102^m,64.$$

D'autre part $l = 100$, de sorte qu'en substituant ces valeurs dans l'équation (16), on trouvera la valeur de f, qui est égale en effet à $19^m,71$.

Ainsi, la flèche de la chaînette sera de $0^m,29$ inférieure à la flèche de la parabole qu'on veut obtenir; lorsqu'on posera le câble entre les deux rives, pendant qu'il ne portera que son propre poids, on devra donc vérifier par un nivellement si le point le plus bas de ce câble est bien à $0^m,29$ au-dessus du pied de la flèche définitive.

Polygone funiculaire à côtés égaux. — On a quelquefois substitué aux câbles en fil de fer des chaînes à longs maillons en fer forgé; pour éviter toute sujétion, on fait alors tous les maillons égaux, de sorte que l'écartement des tiges de suspension va en diminuant du milieu du pont jusqu'aux culées. Il est facile de construire le polygone funiculaire dans ce cas et de trouver des formules analogues aux précédentes, mais, dans la pratique, il est inutile de recourir à de nouvelles formules et on peut admettre que tous les sommets du polygone sont sur la parabole, qui correspond au cas où toutes les charges sont uniformément réparties suivant l'horizontale.

En effet, les tiges, étant plus rapprochées vers les culées, prennent chacune à leur charge une longueur moindre de tablier, mais d'un autre côté la longueur de ces tiges augmente, le poids du câble de suspension par mètre courant de tablier augmente aussi; il s'établit donc une sorte de compensation et l'hypothèse de la répartition uniforme des charges suivant l'horizontale est plus exacte avec des maillons égaux qu'avec des tiges équidistantes. Il n'y a donc aucun inconvénient à se contenter de la théorie précédente.

DESCRIPTION DE QUELQUES PONTS SUSPENDUS. DÉTAILS DE CONSTRUCTION.

Historique. — « Les récits des voyageurs, dit Navier, ont fait connaître depuis longtemps les ponts de cordes, dont l'usage existait dans plusieurs contrées de l'Amérique méridionale avant l'arrivée des Européens. Le pont de Pénipé (figure 1, pl. XXXVII) sur lequel M. Alexandre de Humboldt a traversé la rivière de Chambo, dans le mois de juin 1802, et qu'il a décrit dans le bel ouvrage intitulé : *Vues des Cordilières et monuments des peuples indigènes de l'Amérique*, est formé par des cordes de $0^m,01$ de diamètre, faites avec les parties fibreuses des racines de l'agave americana; la longueur est de 40 mètres et la largeur d'environ $2^m,05$. Les cordes principales sont couvertes transversalement de petites pièces cylindriques de bambon; elles sont attachées, des deux côtés du rivage, à une charpente grossière composée de plusieurs troncs d'arbres. »

On cite d'autres ponts construits de la même manière, dont les dimensions sont bien plus considérables; tel est celui qui établit une communication entre Quito et Lima, et sur lequel les voyageurs peuvent passer avec des mulets à charge.

Pour franchir les vallons et les crevasses profondes des Cordilières, on se sert aussi de câbles sur lesquels roule une poulie à gorge munie de cordages auxquels s'accroche le voyageur; le câble est incliné d'une rive à l'autre, et, grâce à une impulsion première, la poulie descend avec son fardeau. Souvent le câble est assez fort pour qu'on puisse suspendre à la poulie une mule ou un cheval. Un second câble, à pente inverse, établit la communication dans l'autre sens.

Au Thibet, où l'on trouve des engins de ce genre, on rencontrait aussi au siècle dernier des ponts dont le tablier en bambou était supporté par des chaînes en fer. D'après Turner, le pont appelé Chouka-cha-zum aurait 46 mètres de longueur et serait composé de cinq chaînes : on n'y laissait passer qu'un cheval à la fois. Le même voyageur décrit une autre passerelle formée d'un tablier soutenu par deux chaînes en fer, dont les extrémités, après avoir passé sur des piliers en maçonnerie, vont s'enfoncer dans le sol et s'enrouler autour d'une grosse pierre recouverte avec d'autres pierres plus petites.

Les ponts à chaînes de fer existent aussi en Chine, et il paraît que les oscillations, auxquelles ils sont soumis, offrent un spectacle peu rassurant.

Quoi qu'il en soit de la solidité de ces ouvrages, ils prouvent que le principe des ponts suspendus a pris naissance en Asie ; les Chinois semblent même leur attribuer une longue existence, car ils donnent à plusieurs de ces ponts une origine fabuleuse.

A la fin du dix-huitième et au commencement du dix-neuvième siècle, les ponts suspendus prirent un grand développement en Amérique, puis en Angleterre. Vers 1820, on livra à la circulation le pont de Berwick de 110 mètres de portée, et, en 1824, le pont de Menay de 177 mètres de portée, construit par Telfort.

A ce moment, la France se mit aussi à construire des ponts suspendus, qui furent accueillis avec une grande faveur et rendirent réellement de sérieux services en bien des passages difficiles. En 1826, Navier termina le pont des Invalides ; en 1830, on livra le pont d'Arcole, en 1834 le pont de la Rapée, en 1836 le pont Saint-Louis, en 1839 la passerelle de Constantine qui vient de disparaître.

De 1832 à 1837, M. Chaley construisait le grand pont de Fribourg sur la Sarine et de 1836 à 1839, M. Leblanc construisait le pont de la Roche-Bernard.

Depuis 1850, à la suite de plusieurs accidents terribles, on a presque abandonné les ponts suspendus : la réaction a été trop vive, et ces ouvrages sont susceptibles de rendre encore de grands services, si on ne leur demande pas plus qu'ils ne peuvent rendre et si on a soin de prendre en ce qui les concerne toutes les précautions indiquées par l'expérience.

Aux Etats-Unis d'Amérique, on construit encore des ponts suspendus, mais on en a perfectionné les dispositions et ils présentent une solidité satisfaisante. Il est probable que nous les verrons reparaître en Europe.

Pont sur le détroit de Menay. — Le pont construit par Telfort sur le détroit de Menay est à 2 kilomètres au Nord du grand pont tubulaire Britannia établi par Stephenson, en 1850. Représenté en élévation par la figure 2 de la planche XXXVII, il comprend deux viaducs en maçonnerie réunis par une travée suspendue de 177 mètres de portée, dont le tablier est à 31 mètres au-dessus de la mer pour laisser le passage libre aux navires.

Le pont est à deux voies et chaque voie est supportée par deux câbles composés ; chaque câble est formé de quatre chaînes en fer forgé, superposées dans un plan vertical et reliées transversalement de place en place. Des tiges de suspension équidistantes suspendent à ces chaînes un tablier en bois dont les poutrelles transversales sont des poutres armées à leur partie inférieure. Dans chaque voie, les véhicules sont maintenus par des chasse-roues.

Les câbles se prolongent au delà des grandes piles et vont s'amarrer dans le rocher et dans des massifs de maçonnerie.

Pont de Fribourg. — La ville de Fribourg est séparée de la montagne qui lui fait face par la vallée de la Sarine, dont la largeur minima est de 300 mètres.

L'ancienne route de Berne franchissait cette vallée au moyen de lacets et de rampes souvent supérieures à 0,15, de sorte que la circulation était toujours difficile et, à certaines époques, impossible. Le besoin d'un pont se faisait vivement sentir, mais on reculait devant les dépenses considérables.

En 1830, M. l'ingénieur Chaley obtint la concession d'un pont suspendu, qu'il s'engageait à exécuter à ses risques et périls, moyennant une subvention de 300,000 francs et une concession de péage pendant quarante années.

Ce pont est représenté par les fig. 3 à 5 de la pl. XXXVII et 1 à 7 de la pl. XXXVIII.

Les câbles sont supportés par des portiques d'ordre dorique, placés à environ 10 mètres en arrière de l'arête du rocher; entre les portiques et les extrémités du tablier existe une terrasse en forme de demi-lune.

Le tablier de 246^m,26 de portée, situé à 51 mètres au-dessus des eaux de la Sarine est soutenu par des câbles en fil de fer de 265^m,26 d'ouverture et de 19^m,26 de flèche.

Il y a deux câbles à chaque rive; ils passent sur les portiques et se prolongent par une partie droite inclinée de 48^m,10 de longueur qui se retourne ensuite verticalement et est ancrée au fond de puits creusés à 14^m,00 dans le roc.

A chaque extrémité du pont, la route se retourne pour se développer à flanc de coteau, de sorte qu'avant d'arriver aux portiques, il faut passer sous les câbles de retenue.

Les chantiers de construction ont été établis dans la vallée même et on montait les matériaux à pied d'œuvre par une passerelle de service indiquée sur l'élévation générale.

Les portiques présentent un passage central en plein cintre de 5^m,76 de large et de 13 mètres de hauteur sous clef. La maçonnerie de ces portiques a été l'objet de soins spéciaux et toutes les pierres d'une même assise ont été reliées par des crampons et tirants en fer; la précaution n'était pas inutile, car on n'employait que de la chaux ordinaire, très-faiblement hydraulique.

Après avoir établi les galeries rampantes, dans l'axe desquels on aperçoit les câbles de retenue, on arriva au rocher que l'on refouilla de manière à y creuser des puits verticaux de 16 mètres de profondeur, de 1 mètre de large et de 3 mètres de long.

Sur la hauteur de ces puits, on ménagea dans le roc trois chambres en forme de queue d'aronde, qui ont été remplies ensuite avec de la maçonnerie de pierre de taille appareillée en voûte renversée. Les câbles traversent ces voûtes, dont les dimensions sont données par les figures de détail et viennent s'amarrer sous le massif de maçonnerie. Il va sans dire qu'une cheminée de service a été ménagée dans chaque puits pour permettre de visiter les câbles et de les réparer.

La traction totale, transmise à l'assise inférieure des massifs d'amarre se répartit sur toute la hauteur de ces massifs et tend à serrer les uns contre les autres les voussoirs qui composent les voûtes renversées.

A la sortie du puits d'amarre, on voit installés sur un bloc de granite des rouleaux de friction en fonte, posés sur des plaques de fonte légèrement cintrées. Par leur mobilité, ces rouleaux favorisent les mouvements des câbles lorsque ceux-ci viennent à s'allonger ou à se raccourcir, et ils diminuent la fatigue des supports.

Chaque câble est supporté sur les portiques par trois rouleaux de friction analogues aux précédents et posés eux aussi sur des plaques de fonte légèrement cintrées.

On a surtout employé à la confection des câbles du fil de fer nº 18, dont le diamètre est de $0^m,00308$ et qui pèse 57 grammes au mètre courant; les bouts avaient de 140 à 150 mètres de longueur. Le fil de ce numéro ne se rompait que sous une traction de 610 kilogrammes, soit 82 kilogrammes par millimètre carré.

La force des autres numéros était dans la même proportion.

Le poids permanent du tablier était de 300,000 kilogrammes, et la surcharge maxima de 160,000 kilogrammes à raison de 100 kilogrammes par mètre carré de tablier, la charge totale maxima est de 360,000 kilogrammes; elle détermine au point le plus élevé des câbles une tension de 846,000 kilogrammes, ou de 211,500 kilogrammes par câble.

Un câble est composé de 1056 fils nº 18 de $7^{mm q},45$ de section chacun, ce qui fait en tout 7,867 millimètres carrés. Sous la charge maxima, les fils travailleront donc à $26^{kg},88$ par millimètre carré et à $17^{kg},53$ sous la charge permanente. Dans le premier cas, l'effort sera moins de un tiers, et dans le second un peu plus de un cinquième de la résistance absolue.

Les 1056 fils nº 18 qui constituent un câble lui donnent un diamètre de 13 à 14 centimètres : chaque câble, présente sans assemblages une longueur développée de $374^m,24$.

Les deux câbles d'une même rive sont espacés de 4 centimètres seulement, et c'est dans cet intervalle que passent les tiges de suspension qui reposent par une croupière sur un coussinet ou joug à cheval sur les deux câbles (fig. 7, pl. XXXVIII).

Les câbles suspenseurs sont serrés par des ligatures en fil recuit nº 14; chaque ligature a $0^m,15$ de long et n'est éloignée de la voisine que de $0^m,60$; on trouve une ligature à l'aplomb de chaque tige de suspension et une autre au milieu des intervalles qui séparent deux tiges de suspension consécutives.

Avant d'arriver aux portiques, les câbles s'épanouissent peu à peu en une nappe de petits faisceaux parallèles qui s'appliquent sur les rouleaux; puis les faisceaux se rejoignent insensiblement au delà des portiques pour reconstituer un cylindre. Cette disposition ne paraît pas favorable à la conservation des fils qui, réunis en une lame plus ou moins épaisse, doivent résister moins facilement aux atteintes de l'oxydation.

En entrant dans les galeries rampantes, chaque câble se divise en deux autres, et, les quatre câbles de chaque rive se terminent à l'entrée des puits d'amarre, où ils s'assemblent avec les câbles d'amarre (fig. 3 et 4); ces câbles d'amarre sont doubles et l'assemblage se fait au moyen de clavettes en fer contenues entre deux pièces de fonte; les clavettes permettent d'effectuer un serrage convenable.

Chaque câble d'amarre est formé de 528 fils nº 18 et est entouré sur toute la hauteur du puits par une spirale bien serrée en fil de fer nº 14. Il se termine par une croupière que traverse une ancre horizontale, qui reporte la pression totale des câbles sur la face inférieure de la dernière assise de maçonnerie.

Le tablier est relié aux câbles de chaque rive par 163 cordes pendantes, espacées de $1^m,50$ d'axe en axe, et d'une hauteur variant de $0^m,18$ à $16^m,60$; ces cordes sont formées chacune de 30 fils de fer nº 17 et leur diamètre est d'environ $0^m,025$.

L'écartement des câbles étant de $9^m,80$ sur les portiques, tandis que la largeur du tablier n'est que de $7^m,20$, il en résulte que les tiges de suspension ne sont pas verticales mais inclinées et forment sur chaque rive une sorte de surface gauche.

Cette disposition, favorable à la stabilité, se retrouve sur les ponts américains actuels.

Les tiges de suspension portent en haut une croupière traversée par le coussinet, et en bas une autre croupière traversée par un crochet qui termine un étrier en fer embrassant et soutenant les poutrelles ou pièces de pont.

Celles-ci sont découpées suivant le profil même du tablier de sorte que leur hauteur de $0^m,30$ aux extrémités atteint $0^m,37$ au milieu. Elles supportent une chaussée en madriers de $4^m,70$ de large, flanquée de deux trottoirs de $0^m,83$ chacun.

Avant d'être mis en œuvre, les fils de fer étaient examinés minutieusement à leur arrivée, et ceux qui étaient reconnus sans défaut étaient plongés pendant deux heures à trois reprises différentes dans une chaudière d'huile de lin bouillante, mélangée de litharge et de noir de fumée.

Les bouts de fils de fer étaient ensuite dévidés et enroulés sur des tambours de $0^m,40$; on réunissait les bouts des fils successifs en les croisant de $0^m,10$ et les serrant avec une spire ininterrompue de $0^m,07$ de long en fil de fer n° 4 bien recuit. Cette ligature était excellente et jamais un des bouts ne glissait sur l'autre, quel que fût l'effort exercé.

Chaque câble suspenseur était formé de vingt écheveaux juxtaposés, savoir : douze écheveaux de 56 fils et huit de 48 fils. Chaque écheveau était fabriqué isolément et on avait soin de donner à chaque fil la même tension, afin que tous les fils travaillassent de la même manière dans le câble définitif.

Le câble étant terminé et ligaturé provisoirement recevait une dernière couche d'huile de lin bouillante qui pénétrait dans toute la masse.

Le tablier est en bois de sapin, à l'exception du parapet qui est en chêne; on préfère le bois de sapin comme plus léger, plus facile à travailler et à obtenir sous de grandes dimensions.

Ce tablier a une flèche qui varie, suivant la température, de $0^m,50$ à 1 mètre.

Après la pose, on a donné aux câbles et à toutes les pièces métalliques une dernière couche d'huile préparée, et finalement on a peint le tout à la céruse. La couleur blanche ainsi obtenue est excellente parce qu'elle décèle la moindre trace d'oxydation.

Les câbles d'amarre sont noyés dans une pâte liquide de chaux grasse destinée à les préserver de l'oxydation.

Les épreuves du pont furent faites au moyen de caissons d'artillerie et de troupes marchant au pas au son de la musique; malgré les déformations passagères des câbles et les oscillations qui leur furent communiquées, on ne remarqua aucune altération.

Mais ce mode d'épreuve n'est certainement pas à imiter, et on se garderait bien de l'employer aujourd'hui.

Ponts suspendus à Genève. — Le colonel Dufour, ancien élève de l'École polytechnique, fit établir à Genève dès 1824 un pont suspendu qui mettait en communication deux promenades de la ville séparées par un large fossé. A cette époque, le fil de fer n'avait été employé à la confection des câbles que par MM. Seguin, d'Annonay, qui avaient construit dans leurs ateliers une passerelle de 16 mètres d'ouverture soutenue par des câbles en fils de fer; on manquait donc d'expériences sur la résistance des fils, et c'était la première chose à connaître.

M. Dufour rechercha la force des fils de fer nos 4, 13, 17 et 19 dont les diamètres sont en millimètres : 0,85, 1,90, 2,75 et 3,70, et il reconnut que ces fils

ne se rompaient en moyenne que sous une charge de 60 kilogrammes au millimètre carré: on voit tout l'avantage que les fils présentent sur le fer forgé, puisque celui-ci, sous un équarrissage notable, ne porte plus que 35 à 40 kilogrammes.

Les fils s'allongent toujours avant de se rompre, et d'après M. Dufour, l'allongement est d'autant plus considérable que le diamètre est moindre : ainsi le fil n° 4 s'allonge de 0,0057 de sa longueur et le fil n° 19 de 0,0033. Les fils recuits ont un allongement à peu près uniforme. La rupture par extension est toujours précédée d'un amincissement de la section, qui ne devient sensible que lorsque la charge approche de la limite. Les fils de fer pliés suivant un trop faible rayon de courbure perdent de leur force et c'est dans le pli que la rupture se déclare. Il paraît que le refroidissement diminue la ténacité du fil.

« Il est convenable, dit M. Dufour dans son mémoire, de donner du poids au tablier du pont, bien loin de s'efforcer, comme on l'a fait jusqu'à présent, d'atteindre le dernier degré de légèreté. Plus le pont est lourd et moins une augmentation de charge passagère et momentanée y produit un effet sensible pour le faire vibrer ou le déformer. »

Nous avons déjà recommandé ce principe en parlant des ponts en tôle ; le métal dont le travail varie dans des limites étendues est dans les conditions de conservation bien inférieures à celles dont il jouit lorsque la variation des efforts est aussi limitée que possible.

Après avoir établi des ponts suspendus avec câbles supérieurs, le colonel Dufour eut l'idée de recourir à une suspension inférieure, sur laquelle reposerait le tablier, et il appliqua cette idée à la construction du pont à jeter sur le Rhône entre le quai de Bergues et le quai du Rhône. Ce pont est formé de trois tronçons qui ne sont pas dans un même plan. Les figures 8 et 9 de la planche XXXVIII, représentent en élévation et en coupe tranversale une des travées qui a $16^{m},17$ d'ouverture: on comprend sans peine que la suspension inférieure suppose une assez faible flèche et par suite une assez faible ouverture.

Chaque travée est supportée par cinq couples de chaîne placés de chaque côté de poutres en bois comme le montre la coupe transversale ; à vrai dire, ce sont là plutôt des poutres armées qu'un pont suspendu ; la seule différence consiste en ce que la tension de la chaîne sur les culées, au lieu d'être contre-butée par la roideur de la poutre en bois, est annulée par le massif même de la culée. A cet effet, la chaîne se prolonge dans le massif de la culée et vient s'ancrer sous le grillage de fondation.

Chaque chaîne est composée de sept anneaux en fer carré, de 32 millimètres, assemblés par de plus petits anneaux jumelés de 24 millimètres. Les boulons qui réunissent les diverses parties de la chaîne sont en fer fondu de 64 millimètres de diamètre.

Le fer forgé des chaînes travaille à $5^{k},2$ sous la charge permanente et peut travailler accidentellement à $9^{k},5$ avec la surcharge ; cet effort est exagéré et ne serait pas admis aujourd'hui. Du reste, plusieurs chaînes du pont de Genève se rompirent lors de l'épreuve à laquelle les travées furent soumises, bien que cette épreuve eût été très-limitée.

Pont de Bry-sur-Marne. — Le pont de Bry-sur-Marne, construit par M. Jules Seguin et représenté par les figures 1, 2, 3 de la planche XXXIX, comprend une seule travée de 76 mètres d'ouverture. Sur chaque rive, il y a cinq câbles principaux qui, situés dans un même plan vertical au milieu de l'ouverture, se

trouvent au contraire dans un même plan horizontal lorsqu'ils aboutissent au sommet des supports oscillants (*a*).

Ils se prolongent au delà de ces supports suivant une inclinaison à peu près égale à celle du dernier élément parabolique, viennent passer sur un chevalet oscillant en fonte (*d*), puis se rapprochent de la verticale et s'agrafent à leur extrémité avec des tirants NM en fer forgé; ceux-ci traversent le massif des culées et vont s'amarrer à des ancres en fonte chargées de tout le poids des maçonneries.

Les tiges de suspension sont en fils de fer comme les câbles, et chaque câble ne supporte que le cinquième des tiges. Il y a sur chaque tête du pont 63 tiges de suspension supportant un pareil nombre de poutrelles ou pièces de pont.

Les supports en fonte (*a*), dont la section horizontale est une croix, affectent la forme de bielles et reposent sur un coussinet en fonte placé au sommet d'un piédestal en pierre dure de 1 mètre de côté; c'est par une embase cylindrique que ces bielles touchent le coussinet inférieur, elles sont donc parfaitement libres d'osciller autour de la verticale. A leur sommet, elles portent une gorge cylindrique de $0^m,80$ de longueur qui reçoit les câbles, aplatis et épanouis à cet effet.

Chaque câble parabolique comprend 110 à 120 brins de fil de fer n° 18, de 3 millimètres de diamètre, ce qui donne un diamètre total de 4 centimètres.

La flèche du câble inférieur est de $6^m,414$ et les flèches des câbles superposés vont décroissant de vingt en vingt centimètres.

La longueur des câbles était d'environ 111 mètres y compris les boucles ou croupières terminales.

Chaque corde pendante est formée de deux faisceaux parallèles de 14 brins de fil de fer n° 18.

Les tirants en fer forgé et les câbles sont assemblés à croupières avec des cales ou coins en fer forgé, dont le serrage variable permet de régler et de tendre convenablement les câbles.

On remarquera le garde-fou en bois, composé de lisses horizontales et de courbes qui se croisent comme des croix de Saint-André ; il n'est pas à imiter, car il entraîne une grande sujétion au détriment de la solidité elle-même.

La multiplicité des câbles du pont de Bry est favorable à l'opération du levage, mais il nous semble qu'il eût été préférable de réunir en deux câbles seulement les cinq dont on s'est servi ; on donne ainsi moins de prise à l'oxydation et à la détérioration. La même remarque s'applique aux cordes pendantes: mieux vaut les composer d'un seul faisceau que de les faire doubles.

Quant à la disposition des supports oscillants, elle est favorable à la conservation des câbles qui ne sont point exposés à se déplacer par frottement sur les appuis ou rouleaux qui les supportent d'ordinaire. Une oscillation assez faible autour de la verticale correspond à un déplacement notable de l'élément supérieur du câble parabolique.

Pont de Saint-Christophe. — Le pont suspendu de Saint-Christophe sur le Scorff, près Lorient, a été établi par MM. les ingénieurs Leclerc et Noyon, qui en ont donné la description et les calculs dans un mémoire inséré aux *Annales des ponts et chaussées de* 1850, mémoire auquel sont empruntées les figures 1 de la pl. XL, et 4 à 7 de la planche XXXIX.

La parabole des câbles a $181^m,60$ de corde et 14 mètres de flèche; il y a deux câbles par rive, qui sont supportés par des portiques en maçonnerie ayant $10^m,20$ de face, $4^m,00$ d'épaisseur et $16^m,98$ de hauteur entre la base du socle et

le dessus de l'attique. En leur milieu, ils présentent une arcade en plein cintre de 5 mètres de large et de 9 mètres de hauteur sous clef.

Les câbles de suspension s'aplatissent à leur passage sur les portiques où ils sont soutenus par trois rouleaux en fonte mobiles sur des plaques de fonte; ils se prolongent au delà pour former les câbles de retenue qui pénètrent dans le sol et viennent entourer un massif de maçonnerie ou massif d'amarre ayant 20 mètres de long sur 6m,60 de large et une hauteur variant de 5 mètres à 7m,50.

La maçonnerie de ces massifs a été l'objet de soins particuliers; on a établi une liaison et un enchevêtrement très-prononcé dans tous les sens, afin d'éviter la formation des surfaces de plus facile rupture; ainsi on a placé de place en place, normalement à la direction des câbles, de longues pierres debout disposées en quinconce.

Les galeries d'amarre de 1m,80 de large et 2m,20 de hauteur sous clef contournent le massif et font corps avec lui; elles permettent de visiter sans peine les câbles d'amarre et d'examiner avec soin dans quel état ils se trouvent. Ces câbles ne touchent point les parois en maçonnerie, et ne se contournent pas brusquement; aux changements de direction, ils s'appuient sur des supports en fonte.

On voit que toutes les précautions sont prises pour la conservation des câbles placés sous le sol; en effet, c'est là que l'oxydation est le plus à craindre.

Cependant, on aurait pu obtenir des changements de direction plus doux encore en terminant le massif d'amarre par un demi-cylindre vertical.

Les rouleaux de friction sur les portiques sont pleins; ils ont un diamètre de 0,34 avec une longueur de 1m,30.

Les câbles sont sans fin; un des câbles suspenseurs devient à chaque extrémité câble de retenue; celui-ci contourne le massif d'amarre pour former sur l'autre rive un câble de retenue qui se prolonge par un câble suspenseur. Ainsi le pont est soutenu par deux câbles sans fin de longueur égale, formant comme deux écheveaux de fil de fer.

Chaque écheveau compte 1,650 brins de fil n° 18, ce qui lui donne un diamètre total de 16 centimètres. Les brins de 100 à 120 mètres de long sont réunis bout à bout par une ligature de 10 centimètres en fil recuit n° 3.

Dans toute leur étendue, sauf sur les portiques où ils s'épanouissent, les câbles sont serrés par des ligatures en fil recuit n° 13, de 0m,28 de longueur, laissant entre elles un intervalle libre égal.

Les tiges de suspension du tablier sont en fer rond de 0m,03 de diamètre; elles sont espacées de 1m,14 d'axe en axe et leurs bouts sont façonnés en anneaux, pour s'engager en haut dans une sellette posée sur les câbles suspenseurs, en bas dans un étrier qui entoure une poutrelle du tablier. La sellette en fer rond de 0,04 a la forme de deux fers à cheval juxtaposés, embrassant chacun la demi-circonférence d'un câble, et maintenant les deux câbles écartés de 0m,12 sur toute leur longueur; chaque sellette est posée immédiatement au-dessus d'une ligature, laquelle s'oppose au glissement; cependant, dans les parties hautes du câble, on a engagé sous la ligature une équerre en fer feuillard, destinée à maintenir les sellettes d'une manière certaine. Les étriers en fer rond de 0m,03 sont filetés à la partie inférieure et portent des écrous qui permettent de régler les poutrelles: la branche horizontale inférieure de l'étrier est un fer plat de 0m,04.

Les poutrelles en sapin ont 0m,22 de largeur, 0m,35 de hauteur au milieu et 0m,30 aux extrémités afin de ménager le bombement du tablier, qui offre à la circulation une chaussée de 4m,80 et deux trottoirs de 0m,75.

Les poutrelles, espacées, comme les tiges de suspension, de $1^m,14$ d'axe en en axe, sont reliées sur chaque rive par deux cours de longrines de $0^m,20$ sur $0^m,30$ qui servent à contreventer le tablier et à lui donner une grande rigidité.

Les garde-corps en croix de Saint-André, dont les branches sont assemblées à mi-bois, concourent au même effet et jouent presque le rôle de poutres de rive.

Les câbles du pont de Saint-Christophe ont été fabriqués sur place; on a constitué un à un les différents tours de chaque écheveau en ayant soin de donner au premier fil exactement la flèche de la chaînette que devait décrire le câble isolé, c'est-à-dire ne portant pas le tablier. Chaque fil était tendu au même degré au moyen d'un treuil et d'une mordache. Pour cette opération, on établit une passerelle provisoire dont le tablier en planches était supporté par trois petits câbles composés chacun avec quarante fils de fer n° 18.

La fabrication des câbles sur place, a l'avantage de permettre de donner à tous les fils une tension sensiblement égale; on évite les difficultés de levage que présentent de gros câbles très-lourds, dont le transport est délicat, car, presque toujours, une fois détendus, ils se tordent en spires hélicoïdales et ne se redressent qu'avec peine: il reste alors des inflexions qui ne disparaissent jamais complétement et les frottements de toute nature sont nuisibles à la solidité du faisceau. Au pont de Fribourg, il a fallu pour éviter ces inflexions, faire subir aux câbles une sorte d'emballage en les serrant et les ficelant dans des lattes en bois.

Chaque câble doit être confectionné rapidement, de telle sorte qu'il ne se produise pas entre le commencement et la fin de la fabrication des variations notables de température, susceptibles de placer les divers fils dans des conditions de tension très-différentes.

La fabrication et la pose d'un kilogramme de câble est revenue à environ 4 centimes au pont de Saint-Christophe; il faudrait aujourd'hui doubler et même tripler ce prix.

Chaque botte de fil de fer, arrivant sur le chantier était essayée à la romaine, et l'on reconnut que la résistance moyenne à la rupture était de 76 kilogrammes par millimètre carré.

Avant la mise en œuvre, les fils étaient plongés pendant dix minutes dans un bain bouillant d'huile de lin, rendue siccative par l'addition de litharge en poudre (10 grammes environ par litre) et colorée avec un peu de noir de fumée.

La résistance à la rupture des fers employés pour les tiges de suspension, les sellettes et les étriers, était de 36 kilogrammes seulement au millimètre carré.

Tous les bois du tablier ont été enduits d'abord d'une couche d'huile de lin bouillante, puis recouverts d'un épais galipot de goudron et brai appliqué à chaud.

Il a été donné au tablier une flèche de $1^m,14$ pour $179^m,60$ de longueur; cette flèche est trop prononcée, car elle donne près des culées une pente longitudinale beaucoup trop forte pour le tablier.

Le diamètre D d'un câble formé de n fils de diamètre (d) est donné par la formule:

$$D = d\sqrt{\frac{4n-1}{3}}$$

Mais il faut augmenter ce résultat théorique de $\frac{1}{10}$, car les fils ne sont pas absolument jointifs et laissent toujours un certain vide entre eux.

Lors des épreuves à 200 kilogrammes par mètre carré de tablier, le milieu du plancher s'abaissa de $0^m,30$ et ne se releva que de $0^m,20$ lorsque la sur-

charge fut enlevée ; aucune rupture, aucune détérioration ne se manifesta ; les rouleaux de friction sur les portiques, après s'être avancés de 3 centimètres du côté de la rivière, par l'effet de la surcharge, reprirent après l'épreuve leur position définitive à quelques millimètres près.

Pont entre Tain et Tournon. — La figure 2 de la planche XL donne l'élévation du pont construit par M. Seguin, entre Tain et Tournon sur le Rhône.

Il comprend deux travées de 89 mètres d'ouverture et de 8 mètres de flèche, reposant sur deux culées et une pile intermédiaire de 3 mètres de large. Les culées de même largeur que les piles forment têtes de pont et en même temps servent de puits d'amarre aux câbles qui se retournent presque verticalement après avoir passé sur les rouleaux de friction ; cette disposition ne paraît pas favorable à la stabilité, et il faut se garder de l'imiter.

Le tablier n'a que 4m,20 entre garde-corps, mais on a ménagé au milieu sur la pile une largeur de 6m,20 pour permettre le croisement.

Sur chaque rive du tablier, on voit six cables en fils de fer n° 18 présentant une section totale d'environ 10,000 millimètres carrés. Les tiges de retenue faisant suite aux câbles de suspension sont en fer forgé avec une section totale de 36,000 millimètres carrés.

Les cordes de suspension, placées tous les mètres, sont en fil de fer et présentent une section de 300 millimètres carrés.

Des garde-corps, obtenus avec des pièces de chêne de fort équarrissage, ont une grande rigidité et leur présence contribue pour beaucoup à atténuer les oscillations dues au passage des véhicules.

Sous une charge d'épreuve d'environ 200 kilogrammes par mètre carré, dont un huitième agissait avec une force vive, aucune détérioration ne s'est manifestée soit dans les maçonneries, soit dans les câbles.

Pour mettre un câble en place, on le ficelait sur un câble en chanvre de longueur double ; la moitié libre du câble en chanvre était d'abord mise en place ; puis, en exerçant une traction sur cette moitié, on mettait en place l'autre partie à laquelle était lié le câble définitif. Un ouvrier suspendu à un petit échafaud volant, mobile le long du câble, allait ensuite détacher le câble en chanvre du câble en fil de fer.

Pont de la Maison-Rouge, sur la Seine. — Le pont établi sur la Seine à la Maison-Rouge (Eure), était composé d'une grande travée de 180 mètres d'ouverture et de deux petites travées de 10m,50, placées au-dessus des chemins de halage.

Entre la grande et les petites travées se trouvaient deux piles en maçonnerie, formées chacune d'un corps carré ou socle sur lequel s'élevaient deux obélisques supportant les câbles.

Aux extrémités opposées des deux petites travées étaient construites des culées en maçonnerie et, à quelque distance en arrière se trouvaient les massifs de retenue dans l'intérieur desquels les câbles suspenseurs sont amarrés.

Le corps des piles, dont la hauteur était de 5m,40 au-dessus du grillage de fondation, se terminait en haut par un rectangle de 9m,40 sur 3m,30 ; sur ce rectangle s'élevait à chaque bout un obélisque en pierres de taille dont le fût de 16m,60 de hauteur se terminait par une section carrée de 1m,90 de côté ; ce fût était couronné par une corniche de 1m,17 de hauteur, supportant deux dés carrés de 0m,55 de hauteur chacun et de 1m,90 de côté, embrassés par des ceintures horizontales en fer forgé.

Le dé supérieur était entaillé à $0^m,03$ de profondeur pour recevoir une plaque en fonte de $0^m,07$ d'épaisseur, de 1 mètre de long et $0^m,80$ de large, sur laquelle est posé le rouleau en fonte qui supporte les câbles : ce rouleau avait $0^m,55$ de diamètre, $0^m,06$ d'épaisseur et $0^m,60$ de longueur; il est fortifié par des rayons de $0^m,05$ d'épaisseur.

A $40^m,40$ de distance des dés des obélisques se trouvaient les massifs de retenue, au nombre de deux sur chaque rive; ils étaient construits en maçonnerie de moellons sur $12^m,50$ de longueur parallèle à l'axe du pont et $1^m,30$ de largeur au sommet; dans la partie inférieure la largeur était d'environ $3^m,50$. Dans l'intérieur de chacun de ces massifs on avait ménagé pour les câbles d'amarre des passages inclinés de $0^m,20$ de hauteur sur $0^m,80$ de largeur dont l'extrémité aboutissait à un puits vertical de $5^m,60$ de hauteur, ménagé dans le massif de même hauteur.

La partie supérieure de ce puits, sur $3^m,30$ de hauteur depuis la surface de la levée offrait un vide de $0^m,65$ de largeur sur 1 mètre de longueur; la partie inférieure de $1^m,80$ de hauteur allait en s'élargissant. La paroi inclinée, contre laquelle s'appuyaient les ancres de retenue par l'intermédiaire d'une plaque en fonte, était formée d'une seule pierre de taille de $1^m,80$ de hauteur sur $2^m,80$ de largeur et $0^m,60$ d'épaisseur; cette pierre s'appuyait sur une assise de deux pierres semblables, et cette assise reposait sur une seconde assise égale; dans ces deux assises, les joints des pierres étaient placés à angle droit; ces diverses pierres étaient refouillées de manière à former le passage incliné ou lumière pour les câbles.

La suspension de la grande travée se composait de six câbles paraboliques et de 242 cordes pendantes repliées sur elles-mêmes, de manière à se doubler et reposant sur les câbles par la boucle supérieure, tandis que la boucle inférieure soutenait la poutrelle au moyen d'un boulon recourbé en forme de crochet à son extrémité.

Les câbles paraboliques sont placés trois sur la tête d'amont et trois sur la tête d'aval du pont. Ils sont juxtaposés parallèlement dans toute leur étendue et affectent par conséquent la même flèche qui est de $17^m,30$ environ.

La suspension des deux petites travées a lieu au moyen de 16 cordes pendantes pour chacun, agrafées comme celles de la grande travée, du haut aux câbles, et du bas au crochet d'un boulon traversant l'about des poutrelles.

A partir des dernières cordes pendantes les câbles descendent suivant une inclinaison de $2^m,20$ de base par 1 mètre de hauteur environ, traversent le massif de retenue et s'amarrent à des ancres en fonte, chargées de tout le poids des maçonneries.

Chaque câble parabolique se compose de 600 brins de fil de fer du n° 19; la section de ces fils n° 19 est de $8^{mm},32$: le diamètre des câbles est de $0^m,08$ à $0^m,09$ au droit des ligatures; leur longueur totale est de $302^m,57$ entre les ancres d'amarre des deux rives; les ligatures ont $0^m,12$ de longueur et sont distantes moyennement de $0^m,16$ entre elles,

Chaque câble doit peser environ 9000 kilogrammes avec ses ligatures.

Les cordes pendantes d'une tête de pont sont accrochées successivement à chacun des trois câbles paraboliques par une boucle et à l'extrémité des poutrelles par une boucle et un boulon; elles sont ainsi comprises parmi les génératrices rectilignes de trois surfaces gauches, dont les deux directrices seraient le câble parabolique, compris dans un plan vertical et la courbe formée par les

crochets des boulons supportant les poutrelles comprises aussi dans un plan parallèle, les génératrices étant d'ailleurs assujetties à rester constamment parallèles à un plan vertical, qui serait perpendiculaire aux plans des deux courbes directrices.

Vers le milieu du pont, les cordes pendantes qui rattachent les boulons des poutrelles aux câbles, sont supprimées, et les boulons s'accrochent aux câbles sans intermédiaires.

Chaque corde pendante se compose de 24 à 30 brins de fil de fer n°s 18 et 19 et a 0^m,025 environ de diamètre sur les ligatures; celles-ci ont 0^m,035 de longueur et sont distantes entre elles de 0^m,25.

Les 121 doubles cordes pendantes de la grande travée et les 16 doubles cordes des deux petites, soutiennent deux à deux les poutrelles ou pièces de ponts des tabliers, distantes de 1^m,50 de milieu en milieu.

Toutes ces poutrelles ont 7^m,10 de longueur, 0^m,20 de largeur et 0^m,30 de hauteur au milieu, réduite à 0^m,25 aux extrémités qui sont traversées par les boulons à crochet dont nous avons déjà parlé.

Sur ces poutrelles sont placés deux cours de longrines, distantes de 5^m,90; elles ont 0^m,25 sur 0^m,25 d'équarrissage et ne sont pas entaillées.

Entre les longrines se trouve un double plancher de 0^m,14 d'épaisseur totale, porté par les poutrelles : le premier est composé de madriers longitudinaux de 0^m,08 d'épaisseur, distants de 0^m,01 à 0^m,02; le second, de 0^m,06 d'épaisseur est formé de madriers.

Sur les longrines du tablier s'élève le garde-fou du pont suspendu, composé d'une lisse inférieure, d'une lisse supérieure, de croix de Saint-André, de potelets et de boulons verticaux qui les traversent, ainsi que les lisses et les poutrelles. Les deux lisses ont 0^m,16 de largeur; la lisse inférieure a 0^m,06 et la lisse supérieure 0^m,16 de hauteur; les croix de Saint-André ont 0^m,10 sur 0^m,10 d'équarrissage et sont entaillées à mi-bois à l'endroit où elles se croisent. Les abouts de ces croix sont assemblés avec les poteaux et les lisses dans lesquelles elles sont embrevées, les potelets servent ici à maintenir l'écartement des lisses supérieures et inférieures, lorsque les abouts des croix de Saint-André viennent à s'user : sans cette précaution les lisses supérieures pourraient alors devenir sinueuses.

La flèche de l'arc que décrit le tablier de la grande travée est de 1 mètre moyennement en son milieu : avant l'épreuve, elle avait été trouvée égale à 1^m,06, pendant l'épreuve à 0^m,92 et après à 1^m,015.

Pour maintenir le tablier, augmenter sa résistance à l'action des vents qui ont parfois une grande violence à la Maison-Rouge, on a tendu horizontalement, d'une pile à l'autre, deux câbles en fil de fer appuyés sur la face supérieure des poutrelles entre la longrine et les boulons à crochet et amarrés dans les massifs de maçonnerie des piles : chacun de ces câbles est composé de 100 à 120 brins de fils de fer.

Les poutrelles du plancher et les gardes-corps sont en sapin, goudronné avec de la glu marine : le premier tablier est en chêne, le second en bois blanc.

Les fils de fer ont été assemblés en câbles sur un métier formé de deux poteaux amarrés solidement en terre à distance égale à 302^m,57, longueur voulue et de chevalets intermédiaires pour soutenir les fils de 10 mètres en 10 mètres : sur les poteaux étaient fixées les deux croupières à gorge des extrémités du câble et l'on traînait de l'un à l'autre une bobine sur laquelle passait le fil qui se dé-

vidait à mesure sur un tambour; à chaque extrémité du câble, avant de loger le fil dans la croupière, on le tendait fortement au moyen d'un levier d'abatage; une mâchoire à vis le saisissait et le maintenait tendu, puis on le passait dans la croupière et l'on continuait le dévidage ainsi.

Ce pont contruit en 1840, existait encore en 1869 et paraissait en bon état de conservation, lorsqu'il fut détruit pour les besoins de la défense.

Pont de Cubzac. — Le superbe pont de Saint-André-de-Cubzac, sur la Dordogne, représenté en perspective par la figure 3 de la planche XL, a longtemps excité l'admiration générale. Il se compose de cinq travées de 97^m,50 d'ouverture chacune, prolongées au delà de chaque culée par un viaduc en maçonnerie.

Le niveau du plancher est à 22^m,75 au-dessus du niveau des plus hautes eaux et la largeur du tablier est de 6^m,90. Les navires qui remontent la Dordogne peuvent, même à haute mer, passer sans encombre sous le pont de Cubzac.

Les piles sont en maçonnerie sur 13 mètres de hauteur à partir de l'étiage (figure 1, planche XLI); à ce niveau elles se prolongent par deux colonnes coniques de 25^m,80 de hauteur, ayant 4 mètres de diamètre à la base et 1^m,80 au sommet. Chaque colonne est formée de vingt assises en fonte à jour, solidement boulonnées les unes aux autres et assemblées par des colets horizontaux à surface bien rabotée : l'assemblage de deux assises consécutives se fait par quarante boulons de 35 millimètres de diamètre.

La section horizontale minima d'une des colonnes en fonte est de 18,000 millimètres carrés pour une charge de 120,000 kilogrammes se décomposant comme il suit :

Demi-poids des chaînes et planches.	45,000	kilogrammes.
Demi-charge d'épreuve sur une travée.	75,000	—
Total égal. . .	120,000	—

La fonte n'est donc soumise qu'à une compression de 0^{kg},66 par millimètre carré : c'est un effort insignifiant. Mais, on a voulu se mettre en garde contre l'influence des chocs et contre la violence des vents qui pouvaient déterminer dans les piles des efforts obliques assez considérables.

Un peu au-dessous du tablier, les deux colonnes d'une même pile sont entretoisées par un arc en fonte : le tablier lui-même fortifie cet entretoisement.

Le chapiteau des colonnes est surmonté de pièces A A de 2^m,30 de hauteur qui reçoivent les câbles et qui à leur base, reposent par une surface cylindique sur la face supérieure du chapiteau des colonnes. Ces pièces A jouent le rôle des fléaux oscillants du pont de Bry-sur-Marne.

Supposez une travée complétement chargée et l'autre vide, les fléaux A s'inclineront du côté de la travée chargée, en entraînant les câbles de la travée vide; ces câbles et le tablier qu'ils soutiennent vont donc se déformer et la déformation pourrait prendre des proportions dangereuses, si l'on n'avait soin de la limiter au moyen de contre-câbles ou haubans. Au pont de Cubzac, les contre-câbles, nettement indiqués sur la vue perspective, partent pour chaque pile du sommet A de la colonne en fonte et vont s'attacher sur les deux piles voisines au niveau du tablier.

Lorsqu'une différence de tension vient à se produire entre les câbles de deux

travées voisines, les haubans de la travée la moins chargée se roidissent et s'opposent à la déformation de cette travée. On calcule la section de ces haubans en vue de la différence maxima de tension qui peut se produire d'une travée à l'autre.

Nécessité des haubans. — L'emploi des haubans est presque toujonrs nécessaire dans les ponts suspendus à plusieurs travées; car, il peut arriver que toute une travée soit chargée sans que sa voisine le soit. Alors, les câbles de la travée chargée fléchissent et entraînent du côté de cette travée les rouleaux mobiles qui les supportent au sommet des piles; ces rouleaux entraînent avec eux les câbles des travées non-chargées et les déforment d'une manière qui peut devenir dangereuse. Il est donc indispensable de placer un contre-câble ou hauban attaché aux rouleaux ou au système mobile; ce hauban, en se roidissant, résistera à la différence de poussée, il empêchera la travée chargée de fléchir outre mesure et la travée vide de se relever outre mesure. La force de ce hauban doit être telle qu'il puisse résister à la plus grande différence de traction susceptible de se produire entre deux travées voisines, quantité facile à calculer puisqu'il suffit de considérer une des travées comme complétement couverte par la surcharge et l'autre comme complétement vide. Nous reviendrons plus loin sur ce point.

Dans quelques ponts suspendus les câbles ne reposent point sur des rouleaux mobiles, mais sur des plaques de fonte cintrées soigneusement, boulonnées au sommet des piles en maçonnerie. Lorsque deux travées voisines sont inégalement chargées, la différence de tension n'est pas suffisante pour vaincre le frottement qui s'oppose au glissement des câbles sur leur plaque de friction, et la pile se trouve soumise à deux forces obliques inégales, elle fait fonction de culée et tend à se renverser du côté de la plus grande surcharge. Il faut voir alors si la maçonnerie n'est pas soumise en quelques points à des pressions exagérées : on connaît le poids vertical agissant dans l'axe de la pile, on connaît, en outre, par différence, la poussée horizontale agissant au sommet de la pile, il est donc facile de reconstruire la courbe des pressions à l'intérieur de la pile et de voir en quel point cette courbe s'approche le plus de l'arête extérieure; c'est là le point faible. On calculera, comme nous l'avons indiqué pour les culées et murs de soutènement, la pression maxima sur l'arête, et l'on verra si cette pression n'est pas trop forte eu égard à la nature de la maçonnerie.

Mais nous ne pensons pas qu'on ait jamais à se préoccuper de cette question, car on recourra toujours pour supporter les câbles, soit à des rouleaux, soit à des supports oscillants et on n'aura pas de poussée horizontale à craindre, car, si elle prenait une valeur notable, elle serait bientôt supérieure au frottement de roulement et entraînerait les supports de manière à rétablir l'équilibre entre les câbles des deux travées voisines ou plutôt entre les câbles de la travée la plus lourde et les haubans de la travée la moins lourde. Il n'est pas admissible que l'équilibre doive s'établir entre deux travées inégalement chargées par la déformation de leurs câbles et de leur tablier ; ce sont les haubans qui sont chargés de maintenir l'équilibre quelle que soit la répartition de la surcharge.

Passerelles suspendues. — Lorsqu'il s'agit de construire un pont de faible largeur et de longueur notable, 25 mètres par exemple, il sera souvent économique de recourir au système des ponts suspendus.

Aussi le rencontre-t-on assez fréquemment pour la traversée des tranchées ou des canaux par des chemins de peu d'importance.

M. Graeff dans son livre sur l'exécution du canal de la Marne au Rhin, s'exprime ainsi au sujet des ponts suspendus :

« Pour les passerelles, c'est-à-dire pour les ponts étroits où la suspension n'offre pas de grands inconvénients au point de vue de la solidité, aucun système ne peut réaliser avec celui des ponts suspendus. »

Ainsi, un pont suspendu de 22 mètres d'ouverture et de 4 mètres de largeur de tablier a coûté 19,300 francs, un autre de même largeur et de 15 mètres d'ouverture seulement a coûté 15,500 francs, tandis que des ponts américains en bois de mêmes dimensions coûtaient presque le même prix, et exigeaient des frais d'entretien beaucoup plus élevés en même temps que la durée des ouvrages était fort limitée. Des ponts à poutres en tôle de mêmes dimensions coûtaient un peu plus cher que les ponts suspendus, et la différence se fût accentuée s'il s'était agi d'ouvertures plus considérables.

La figure 6 de la planche XLI représente en élévation un pont suspendu de 22^{m},90 d'ouverture et de 4 mètres de largeur de tablier construit sur le canal de la Marne au Rhin pour le passage d'un chemin vicinal.

La parabole du câble a 24^{m},20 d'ouverture 1^{m},78 de flèche et les dimensions des massifs de retenue sont indiquées sur l'épure.

La figure 7 de la planche XLI représente en coupe suivant l'arc d'un câble une passerelle suspendue de 1^{m},50 de largeur et de 34 mètres de portée construite par M. Morandière à Joué près de Tours, sur la ligne de Paris à Bordeaux. On a dû placer sous le tablier un second câble amarré à des tirants horizontaux traversant tout le massif des culées; ce câble a pour objet de donner de la fixité au tablier auquel des vents violents pouvaient transmettre des oscillations dangereuses. Des garde-corps en croix de Saint-André concourent beaucoup à la rigidité de l'ensemble.

Nous avons donné ces deux exemples de petits ponts suspendus, parce que nous les croyons susceptibles d'être mis en usage sur des voies peu fréquentées, parcourues par une circulation légère, et de servir pour l'établissement des passerelles à piétons.

Pont suspendu projeté sur la gare Saint-Jean à Bordeaux. — M. l'ingénieur Paul Regnauld avait projeté sur la gare Saint-Jean à Bordeaux un pont suspendu qui n'a pas été exécuté, mais qu'il a décrit dans son Traité des viaducs métalliques. Ce projet étudié avec soin réalise plusieurs perfectionnements et, à ce titre, il convient d'en donner ici une analyse sommaire.

Ce pont comprend une travée centrale de 55 mètres et deux travées latérales de 40 mètres d'ouverture (figure 5, planche XLI). Les culées de 20 mètres de long sont en maçonnerie et forment massifs d'amarre ; les deux piles ou plutôt les deux palées sont métalliques; elles sont composées de deux colonnes en fer et tôle, dont la section horizontale est celle d'une croix, renforcée sur les bords par des rails Brunel : au sommet de chaque colonne est un chapiteau en fonte surmonté des chapes d'assemblage sur lesquelles viennent s'attacher les câbles et les haubans; à la base, la colonne est enchâssée dans un sabot en fonte terminé par un couteau ou axe d'oscillation horizontale. Les colonnes constituent donc deux supports oscillants d'environ 12 mètres de hauteur, entre lesquels passe le tablier. L'écartement des câbles étant de 8^{m},90 au sommet des colonnes, la largeur du tablier n'est que de 8 mètres, de sorte que les tiges de suspension ne sont pas verticales mais disposées suivant une surface gauche cette disposition est favorable à la stabilité.

Il ne faut pas oublier de dire que les deux colonnes d'une même palée sont réunies et entretoisées par deux poutrelles en tôle placées, l'une sous le tablier et l'autre au sommet des colonnes.

Le tablier, qui comprend une chaussée de 6 mètres et deux trottoirs d'un mètre, le tout en bois, se compose de pièces de ponts ou poutrelles en tôle de $8^m,20$ de longueur totale, formées d'une âme pleine et de quatre cornières. Ces poutrelles ont $0^m,60$ de hauteur au milieu et $0^m,45$ seulement sur les bords de la chaussée, qui ainsi présente un bombement de $0^m,15$ pour une largeur de 6 mètres; à leurs extrémités elles sont soutenues par les boucles des tiges de suspension; leur espacement d'axe en axe est de $1^m,375$.

Il y a deux câbles de suspension par rive, et pour que les câbles qui aboutissent de chaque côté d'une pile lui transmettent le même effort, il a fallu, comme le montre l'élévation, placer le sommet de la parabole de rive à $27^m,50$ de la pile, c'est-à-dire à $12^m,50$ seulement de la culée; cette disposition a un grand avantage : la hauteur du câble au-dessus du tablier est peu considérable à l'aplomb de la culée, ce qui réalise une économie dans les supports, et permet de ne pas éloigner les massifs d'amarre de la culée, tout en conservant aux câbles de retenue une inclinaison convenable sur l'horizon.

Le poids propre du pont étant de 1,550 kilogrammes au mètre courant, si l'on admet en outre une surcharge de 300 kilogrammes par mètre carré, on trouve que la tension maxima au sommet des câbles est de 251,155 kilogrammes pour l'ensemble : chaque câble, avec un diamètre théorique de 76 millimètres et un diamètre apparent de 90 millimètres, a une section de 4,534 millimètres carrés. Donc, les quatres câbles réunis, en travaillant à 15 kilogrammes par millimètre carré, pourraient résister à une traction de 272,049 kilogrammes, supérieure à la tension maxima dont nous avons donné plus haut la valeur.

Les câbles sont formés de 609 fils de fer disposés en écheveau autour de croupières et ligaturés sur environ moitié de leur longueur : ils ne sont pas continus sur toute la longueur du pont et ne s'étendent que sur une travée. Au sommet des piles, les croupières terminales sont amarrées à de forts goujons de $0^m,15$ de diamètre, portés sur les chappes dont nous avons parlé; au-dessus des culées, les croupières sont encore amarrées à des goujons placés au sommet d'un secteur en fonte mobile sur sa base (fig. 3 et 4, pl. XLI). D'un côté du secteur on voit les câbles de suspension, de l'autre les câbles de retenue.

Le fractionnement des câbles a plusieurs avantages : il facilite la construction et la pose, et il supprime le frottement sur les supports toujours si préjudiciable. Enfin, chaque câble peut être remplacé indépendamment du voisin, et cette observation a une grande importance pour les câbles de retenue, plus sujets que les autres au dépérissement.

Les tiges de suspension, composées de 83 fils de fer n° 17, sont formées d'un écheveau, enroulé sur deux croupières, les deux branches de l'écheveau étant réunies et ligaturées entre les deux croupières : la croupière supérieure repose sur une sellette placée sur les câbles et la croupière inférieure est prise par un goujon entre les deux cornières des têtes des poutrelles. A 15 kilogrammes par millimètre carré, chaque tige de suspension peut être chargée de 7,350 kilogrammes.

Les câbles d'amarre partant d'une rive, s'appliquent d'abord sur la face latérale de la culée, traversent le massif par une voûte indiquée sur l'élévation,

remontent le long de l'autre face de la culée pour résister à la traction des câbles de l'autre rive.

Il n'y a donc ni assemblage, ni ancre, exposés à s'oxyder; tous les câbles d'amarre sont à l'air, faciles à visiter et à entretenir.

Le massif de maçonnerie a été calculé en vue de résister à la traction maxima que les câbles d'amarre sont susceptibles d'exercer; à cet effet, on décompose la traction en deux forces, l'une horizontale, l'autre verticale et on cherche l'effet de chacune d'elles.

Les haubans, indiqués sur l'élévation, sont calculés en vue de résister à la différence de traction qui se produit entre une travée chargée et une travée vide; il y a dans chaque travée quatre haubans tendus, ayant chacun une section de 2,826 millimètres carrés, obtenue au moyen de 393 fils de fer n° 18.

Nous le répétons, tous les détails de ce projet sont parfaitement étudiés et seraient à imiter dans des cas analogues.

EXPÉRIENCES SUR LES CABLES EN FIL DE FER ET SUR LES CHAINES EN FER FORGÉ. COMPARAISON DES DEUX SYSTÈMES.

A l'origine des ponts suspendus, ce n'est pas aux câbles en fil de fer que l'on eut recours, mais bien aux chaînes formées de tiges en fer forgé. Pour décider lequel des deux systèmes est le meilleur, il est bon de rapporter ici les opinions et expériences de divers ingénieurs.

En 1834, M. Emile Martin, directeur des forges de Fourchambault, chercha à prouver que l'emploi des barres de fer dans les ponts suspendus est plus avantageux que celui des câbles en fil de fer, sous le triple rapport de la solidité, de la durée et de l'économie.

1° *Solidité.* — Les tiges de fer doux sont susceptibles de s'allonger d'une quantité considérable avant de se rompre; elles ont une résistance uniforme, ne se rompent pas sous le choc, ne perdent guère leur élasticité que sous une tension de 18 kilogrammes et se brisent sous un effort de 35 kilogrammes par millimètre carré. La résistance du fil de fer à la rupture atteint, il est vrai, 75 à 80 kilogrammes, mais il est beaucoup de fils qui ont une résistance moindre et la moyenne est inférieure aux nombres précédents : dans un câble, dès que la tension aura atteint celle qui convient à la résistance du fil le moins fort, celui-ci se brisera et tous les autres successivement; remarquez, en outre, que les fils ont une grande longueur et présentent certainement des parties faibles, c'est la résistance de ces parties faibles qu'il faut seule considérer. Il y a donc, dit M. Émile Martin, une grande incertitude sur la résistance des câbles en fil de fer, incertitude que ne comporte pas l'emploi du fer forgé.

2° *Durée.* — La durée des tiges en fer forgé est évidemment bien supérieure à celle des câbles de même diamètre, car l'oxydation a beaucoup moins de prise sur elles.

3° *Économie.* — Établissant plusieurs devis de ponts suspendus, M. Émile Martin fait voir que le fer forgé conduit à une dépense moindre que celle à laquelle on arrive avec les câbles en fil de fer.

Ses conclusions ne sont pas admises aujourd'hui : la fabrication des fils de fer

est assez perfectionnée pour donner un produit homogène et très-résistant, on a des moyens de confectionner des câbles aussi parfaits que possible, et on obtient une résistance moyenne double de celle du fer forgé; il y a donc avantage, malgré le prix plus élevé d'un même poids de métal, à se servir de fil de fer.

En 1835, M. l'ingénieur en chef Leblanc examine la question du choix à faire entre le fer forgé et le fil de fer, et il arrive à des conclusions tout opposées à celles de M. Émile Martin :

Sous le rapport de l'économie, l'avantage est tout entier au fil de fer ainsi que nous venons de le dire plus haut, et cet avantage s'accroît encore avec les grandes portées, car alors il faut compter un poids parasite considérable pour les assemblages des tiges de fer composant les câbles principaux et les tiges verticales : on trouve alors que le poids d'un pont suspendu en fer forgé est plus que double de celui d'un pont en fil de fer, et comme le prix du fil est au plus une fois et demie celui du fer forgé, il y a économie manifeste.

Sous le rapport de la conservation il est évident que des fils de fer isolés s'oxyderont bien plus vite qu'une barre de fer; mais, dans les cables, les fils ne sont pas isolés, ils sont comme noyés dans un vernis et doivent subir une altération bien moins rapide que s'ils étaient libres. Des câbles ne présentaient aucune trace sensible d'oxydation après huit ou dix ans d'existence, et les fils intérieurs notamment étaient restés intacts.

Dans les expériences qu'il a faites lors de la construction du pont de la Roche-Bernard, M. Leblanc est arrivé à plusieurs conclusions intéressantes.

Les fils de fer, en bouts de 150 mètres, avaient un diamètre variant de $0^{m},003$ à $0^{m},0035$, c'est-à-dire qu'ils étaient compris entre les numéros 18 et 19; leur calibrage était loin d'être parfait; leur résistance à la rupture était d'environ 76 kilogrammes par millimètre carré. En apportant un obstacle quelconque à l'allongement d'un fil, on le rend plus cassant; ainsi les ruptures avaient presque toujours lieu près des ligatures. Les fils du calibre ci-dessus ne se redressaient bien que sous une tension de 300 kilogrammes; alors on voyait disparaître toutes les inflexions sauf celles qui étaient très-courtes et qui résultaient d'un pli effectué sous un angle faible. Les fils courbés se cassent plus facilement dans la courbure et perdent toujours un peu de leur force; il faut donc emmagasiner les fils sur des barillets du plus grand diamètre possible. Un fil peut supporter, pendant un temps très-court, une tension voisine de celle qui le fait rompre, sans rien perdre de sa force primitive : et même, un câble peut supporter pendant trois mois au moins une tension égale aux neuf-dixièmes de celle qui peut le faire rompre, sans rien perdre de sa force primitive. (Dans ce cas, l'élasticité doit être profondément altérée et le métal ne serait guère capable de résister à des chocs; ausi ne faudrait-il pas arguer de l'expérience précédente pour augmenter la charge des ponts suspendus.) — Toujours d'après M. Leblanc, il y a avantage à multiplier les ligatures et à les faire serrées; il vaut mieux même les faire continues; les différentes méthodes qu'on peut employer pour fabriquer les câbles ne font gagner que peu de chose sur la quantité de force que perdent les fils lorsqu'ils sont réunis en câbles; cependant, il y a avantage à régler la tension de chaque fil au moyen d'un poids.

En 1840, MM. Flachat et Petiet, après avoir construit une passerelle suspendue avec câbles en rubans de fer laminé, appliquèrent le même système à la suspension du pont de Suresnes. Ils trouvaient à l'emploi des rubans en fer laminé les avantages suivants :

1° Le fer se trouve sous des dimensions réduites et sa résistance moyenne est par conséquent plus élevée.

2° On l'emploie tel qu'il sort du laminoir, à un état où il est facile de reconnaître ses défauts ; on ne l'expose à aucun réchauffage, soudure ou manutention, travaux qui altèrent toujours le fer. Il n'y a pas besoin de recourir à des épreuves préliminaires pour reconnaître la valeur de chaque ruban, ainsi qu'on est obligé de le faire avec des barres de fer forgé.

Il n'est pas douteux, suivant nous, que les rubans en fer laminé ne présentent une supériorité réelle sur les chaînes en fer forgé, mais ils nous paraissent bien inférieurs aux câbles en fils de fer au point de vue de la résistance, de la facilité de fabrication, de confection et de pose, et ne présentent point de plus sérieuses garanties de durée.

En somme ce système n'a pas survécu aux premiers essais.

CAUSES DE LA CHUTE DE PLUSIEURS PONTS SUSPENDUS.

En 1851, M. l'ingénieur Dehargne exécuta des expériences comparatives sur le fil de fer ordinaire et le fil de fer galvanisé, c'est-à-dire passé dans un bain de zinc après un décapage méthodique ; il reconnut que la galvanisation ne faisait perdre au fer aucune partie de sa résistance et avait l'immense avantage de le placer dans de bien meilleures conditions de conservation.

Ce fait est aujourd'hui universellement reconnu ; cependant, nous ne croyons pas que le fil galvanisé ait été employé dans les ponts suspendus. Si on avait à en construire de nouveaux, on ferait bien d'étudier la question.

Il y a peu d'expériences sur l'altération de résistance que les fils de fer subissent, avec le temps ; citons cependant celles que M. l'ingénieur Auriol a exécutées sur les fils de fer du pont suspendu de Tournon sur le Rhône, le plus ancien des ponts en fil de fer (1824). M. Auriol est arrivé aux conclusions suivantes ;

1° Les fils de fer subissent, dans leur résistance à la rupture, une perte moyenne d'environ 4 kilogrammes en 25 ans, soit 16 kilogrammes par millimètre carré en 100 ans ;

2° Les fils, qui sont les plus exposés aux influences oxydantes, perdent jusqu'à 12 kilogrammes en 25 ans, soit trois fois la moyenne ;

3° On ne peut compter pour la durée des câbles de suspension un laps de temps supérieur à un siècle ; si on voulait les garder plus longtemps, il faudrait se ménager les moyens de les soulager dans l'avenir par des câbles supplémentaires.

4° Les portions de câbles, placées dans des lieux humides, non aérés, susceptibles d'être envahis par les eaux, doivent être remplacées au moins tous les 35 ou 40 ans, et même tous les 25 ans s'ils se trouvent dans une position exceptionnelle.

5° La zone pelliculaire d'un fil de fer, laquelle a été soumise à une compression et à une trempe spéciales, a une grande influence sur la résistance du fil : quand elle a disparu par l'oxydation, le fil a beaucoup perdu de sa force. L'influence de cette pellicule est d'autant plus grande que le diamètre du fil est plus petit.

6° Quand il n'y a pas de cause déterminante d'oxydation, les fils de la périphérie d'un câble se conservent aussi bien que ceux de l'intérieur.

7° Après 25 ans d'usage, les fils de fer conservent une assez grande élasticité et la matière possède beaucoup de cohésion et de ductilité.

En résumé, la supériorité des fils de fer pour la composition des câbles de suspension est aujourd'hui universellement admise, et le fer forgé est réservé à la confection des poutres armées et des poutres composées de divers systèmes que l'on rencontre surtout en Amérique.

En 1831, le pont suspendu de Broughton, près Manchester, s'écroula au moment du passage d'un détachement de soixante hommes d'artillerie. En entrant sur le pont, ces hommes marchaient au pas par quatre de front; le tablier prit rapidement un mouvement oscillatoire considérable, et comme les vibrations amusaient les soldats, ils se firent un jeu d'en suivre les mouvements et l'un d'eux se mit même à siffler un air pour rendre leur marche plus régulière. Le tablier s'effondra bientôt entraînant avec lui les soldats dont une vingtaine furent grièvement blessés : l'examen des câbles d'amarre montra qu'ils étaient trop faibles et mal disposés, mais la cause déterminante de l'accident était la marche cadencée du détachement.

En 1832, le pont suspendu de Longues, sur l'Allier, de 100 mètres d'ouverture, avec câbles en tiges de fer forgé, s'écroula pendant les épreuves, alors que la surcharge n'avait atteint que la moitié de sa valeur définitive; quelques ouvriers tombèrent avec le tablier, mais aucun ne périt. Quatre chaînes de câbles de retenue s'étaient brisés : sur les quatre sections de rupture, une seule offrait une crevasse déjà ancienne, assez étendue, où le vernis avait même déjà pénétré, et en outre une tache noire indiquant un fer impur. Les trois autres décelaient un fer cristallin non homogène. Ces défauts ne sont pas à craindre avec du fil de fer, car on n'arriverait pas à fabriquer celui-ci sous une forme convenable avec un métal très-défectueux : c'est un argument de plus pour proscrire les câbles en tiges de fer. L'accident nous apprend en outre qu'il convient d'amener la charge d'épreuve sur le pont au moyen de wagonnets tirés par des treuils, sans permettre à des ouvriers de séjourner sur le tablier.

La plus terrible chute de pont suspendu fut celle du pont de la Basse-Chaîne, à Angers :

En 1838, à la dernière épreuve, un tiers du plancher tomba : cette chute fut occasionnée par l'ouverture des boucles de tiges de suspension dont les ligatures étaient incomplètes, mais cet accident ne permettait de rien conclure contre la solidité future du pont.

En 1839, eut lieu l'épreuve entière qui réussit bien. Le pont de la Basse-Chaine, de $7^m,20$ de largeur, avait 102 mètres d'ouverture, et ne présentait qu'un câble sur chaque rive, lequel passait sur un fléau oscillant en fonte, qui transmettait la tension aux câbles de retenue; ceux-ci, traversant le massif de retenue, étaient fixés par des clavettes s'appuyant sur une plaque de fonte.

Le 16 avril 1850, par un vent violent qui agitait le tablier, un bataillon s'engagea sur le pont, divisé en demi-sections à distance; ordre avait été donné de rompre le pas, mais cet ordre est toujours difficile à exécuter, car on suit machinalement les oscillations du tablier; le pont étant complétement couvert de soldats, le câble de retenue d'amont se brisa dans les conduits d'amarre, le tablier se renversa et le câble d'aval céda à son tour un instant après; 487 personnes tombèrent dans le fleuve et 226 perdirent la vie. Les causes déterminantes de l'accident étaient : 1° la violence de l'ouragan; 2° le passage d'un

grand nombre de soldats dont la marche devait involontairement devenir cadencée par l'effet des oscillations du plancher ; mais il faut ajouter que bon nombre des fils des câbles d'amarre étaient oxydés ; bien que les conduits aient été remplis avec de la chaux en pâte, cette chaux se contracte et par l'effet des vibrations se sépare du câble, qui se trouve alors dans de plus mauvaises conditions que s'il était libre au milieu du conduit. Aussi, les câbles d'amarre du pont d'Angers étaient en plusieurs points profondément oxydés, et l'expérience montra que les fils avaient perdu un grand tiers de leur force dans un espace de treize ans.

A la suite de l'accident d'Angers, M. l'ingénieur Carvallo rechercha, par le calcul, l'influence des vibrations concordantes sur la stabilité des ponts suspendus, et voici ses conclusions :

Quelle que soit la section qu'on donne aux chaînes, on ne peut pas construire de ponts suspendus qui résistent à l'effort produit par un régiment marchant à un pas dont la vitesse diffère peu de celle du pas accéléré.

Le nombre des impulsions concordantes nécessaires pour produire la rupture est toujours réel et assez petit pour tous les ponts déjà construits ; il est inférieur à la racine carrée de la demi-longueur des chaînes exprimée en mètres.

Il résulte de là qu'il n'y a pas d'utilité à modifier les conditions actuelles de stabilité des ponts suspendus, mais qu'il faut interdire d'une manière absolue et sous des peines très-sévères le passage des troupes sur ces ponts autrement que par petites sections, qui doivent s'engager sur le pont, à mesure que celles qui les précèdent immédiatement en sortent à l'autre extrémité.

En 1852, le tablier du pont de la Roche-Bernard, sur la Vilaine (190 mètres d'ouverture), violemment tourmenté par une tempête, s'est brisé en plusieurs morceaux ; personne, heureusement, ne se trouvait sur le pont à ce moment, et le conducteur de la diligence n'avait pu le franchir quelques instants auparavant qu'en mettant au galop ses chevaux affolés par les oscillations. Tous les éléments du pont étaient en parfait état ; l'accident avait donc été produit par une cause extérieure, qui n'est autre que la violence du vent soufflant en rafales et exerçant sur le tablier des pressions considérables et discontinues, susceptibles d'engendrer des vibrations verticales concordantes comme le ferait la marche cadencée d'un régiment ; il faut ajouter que le système de suspension du pont de la Roche-Bernard, présentait une grande mobilité, de sorte que le tablier obéissait à la moindre impulsion. Pour lui donner de la stabilité, on pouvait le relier à des haubans prenant leur point d'appui sur les rives du fleuve ; mais ce système ne s'accordait pas avec les exigences de la navigation, et on eut recours à un contre-câble de $7^m,60$ de flèche, concave vers le bas, placé sous le tablier et relié aux poutrelles de celui-ci par des tiges rigides ; ce système revient à transformer le tablier en une sorte de poutre armée et l'on conçoit sans peine qu'il augmente considérablement la rigidité.

Pour se mettre à l'abri de nouveaux accidents, on ajouta aux câbles de suspension deux câbles supplémentaires, et on construisit de nouvelles galeries d'amarre, à l'abri de l'humidité et des eaux d'infiltration, bien aérées, d'un accès commode et de dimensions convenables, de sorte qu'on peut en tout temps visiter et entretenir toutes les parties des câbles.

Les oscillations verticales, qui atteignaient 1 mètre pendant les tempêtes, ne dépassèrent plus $0^m,20$, et le passage au galop d'une diligence à trois chevaux ne produisit plus dans le plancher qu'un mouvement presque insensible.

Le pont suspendu de Mirabel, sur l'Eygues, près Montélimart (Drôme), com-

prenant une travée de 60 mètres d'ouverture, avait été construit en 1841, et, comme il inspirait des craintes, on le soumit à de nouvelles épreuves le 1[er] octobre 1861. La surcharge s'obtenait au moyen de gravier amené sur le tablier par un wagon à bascule qu'on manœuvrait de la rive au moyen de treuils et de cordages; le chargement était presque complet lorsque le pilastre en rive gauche se renversa vers la rivière et le tablier s'abattit en entier. L'accident tenait à la rupture des câbles d'amarre qui se trouvaient en plusieurs points dans un état d'oxydation fort avancé : à l'origine, ils avaient été noyés dans la chaux en pâte, puis, on avait enlevé cette chaux après l'accident d'Angers, et on avait élargi les conduits, sauf sur une certaine longueur que l'on ne put jamais visiter; les câbles touchaient la maçonnerie en beaucoup de points. Ils conservaient donc l'humidité et ne pouvaient être ni visités, ni repeints.

PONTS SUSPENDUS AUX ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.

Comme nous l'avons dit, les ponts suspendus ont repris faveur aux État-Unis d'Amérique, et y ont subi d'importantes modifications. M. Malézieux en a décrit plusieurs dans son rapport de mission.

Le pont d'aval du Niagara présente deux tabliers placés à 7 mètres au-dessus l'un de l'autre : celui d'en haut porte une voie ferrée et celui d'en bas sert à la circulation ordinaire; sur chaque rive du pont il y a deux câbles, reliés l'un au tablier supérieur, l'autre au tablier inférieur; les deux tabliers sont reliés par deux grandes fermes ou poutres de rive, de sorte que le pont tient à la fois du pont à poutres droites et du pont suspendu. L'ouverture est de 250 mètres en une seule travée avec une flèche d'environ $\frac{1}{10}$. C'est le seul pont suspendu sur lequel passent les locomotives, encore leur vitesse est-elle réduite à huit kilomètres à l'heure. La figure 8 de la planche XLI, donne la section transversale de cet ouvrage.

Le pont de Cincinnati, sur l'Ohio, a 322 mètres d'ouverture ; il présente une double voie charretière et deux passages à piétons ; il a coûté près de 9 millions de francs, et son entretien est dipendieux.

Le pont des chutes du Niagara, de 386 mètres d'ouverture avec une largeur de tablier de $3^m,05$, ne sert qu'à la circulation des touristes et des voitures légères; il n'a coûté que 600,000 francs. Le tablier est compris entre deux poutres longitudinales, du système Howe, de $1^m,50$ de hauteur, formant garde-corps; il est soutenu par deux câbles de suspension, espacés de $3^m,66$ d'axe en axe au milieu du pont, et de $12^m,81$ sur les supports en charpente qui les soutiennent; ces supports ont la forme de pyramides tronquées. Les tiges de suspension ne sont pas verticales et dessinent une surface gauche très-accusée. Du sommet des supports partent des haubans qui viennent soutenir directement le tablier jusque vers le tiers de sa longueur à partir de chaque culée, et, par en dessous, le tablier est maintenu au moyen de haubans inclinés de part et d'autre et ancrés dans les rochers qui encaissent le fleuve; les accidents analogues à celui qui a enlevé le tablier du pont de la Roche-Bernard ne sont donc pas à craindre.

On construit sur la rivière de l'Est, entre New-York et Brooklyn, un pont suspendu à trois travées, dont la travée centrale a 493 mètres d'ouverture; la largeur du tablier est de 26 mètres, et il se trouvera divisé en cinq zones par

six poutres longitudinales de 2m,70 et 3m,80 de hauteur; les haubans supérieurs serons mis en œuvre comme aux chutes du Niagara.

Les Américains n'emploient que le fil de fer pour confectionner les câbles, les haubans et les tiges de suspension; ils s'attachent à avoir des fils d'une seule longueur, car c'est toujours aux soudures ou épissures que la rupture se produit; les fils sont tordus et non parallèles, la fabrication n'est guère plus difficile et on obtient plus de résistance, mais on a soin de faire le noyau central en fer doux et la périphérie en fer dur; le brin central reçoit le premier l'effort, il s'allonge plus facilement et les tensions finissent par s'égaliser entre tous les fils.

M. Malézieux signale le système d'attache des câbles de M. Roebling, système qui paraît avoir produit d'excellents résultats; et dont la figure 9, planche XLI, empruntée au mémoire de M. Malézieux, donne une idée.

Le câble est engagé dans une plaque de fonte percée d'un trou conique; le diamètre d'entrée est sensiblement égal au diamètre du câble et l'autre est le double. On étale les fils à l'intérieur du cône et entre eux on chasse des clous en fer de longueur décroissante; ces clous sont huilés ainsi que les fils; le remplissage achevé, on retourne sur la tête des clous les bouts de fils qui dépassent, on coule du plomb pour remplir les vides et on mate soigneusement. Il paraît que cet assemblage ne bouge pas sous les efforts les plus énergiques : la pièce de fonte est traversée par une croupière à branches filetées dont les écrous permettent un réglage facile de la tension des câbles.

Les supports en maçonnerie et en charpente reçoivent les câbles par l'intermédiaire de chariots de dilatation, analogues à ceux que nous employons pour les poutres droites, et, de la sorte, le frottement de roulement est seul mis en jeu.

Les ponts suspendus américains diffèrent donc des nôtres par l'addition de nouveaux organes qui sont, dit M. Malézieux :

1° Des poutres longitudinales placées non seulement sur les rives, où elles font office de garde-corps, mais dans l'intervalle qui les sépare.

2° Des tirants inclinés ou haubans, partant des tours qui supportent les câbles de suspension et venant s'attacher au tablier jusqu'à une certaine distance des tours.

3° Des amarres extérieures et diversement inclinées qui relient les rives du tablier avec les berges d'amont et d'aval.

M. Malézieux ajoute en conclusions :

« Suivant M. Roebling on pourrait sans danger porter à 900 mètres l'ouverture des ponts suspendus. Avec l'addition des poutres longitudinales, des haubans, des amarres extérieures et avec l'inclinaison donnée au plan des câbles, le pont suspendu n'apparaît plus comme une sorte de balançoire. Quand depuis 15 ans celui qui plane à 75 mètres au-dessus du goufre du Niagara résiste à des ouragans que l'on dit terribles, il faut cesser de croire que la violence des coups de vent puisse être un obstacle, en France, à l'établissement d'ouvrages analogues.

Ces organes additionnels compliquent évidemment le système et peuvent, en augmentant la dépense, amoindrir, dans certains cas, sa valeur relative. Mais ce n'est pas une raison pour oublier qu'au delà de 150 mètres d'ouverture ce système est encore à peu près sans rival, et la question même de l'augmentation de dépense mérite d'être examinée mûrement.

Nous sommes conséquemment d'avis qu'il y a lieu de réagir contre le

discrédit dans lequel l'opinion publique a relégué chez nous les ponts suspendus. »

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES POUR LES PONTS SUSPENDUS.

L'administration supérieure a rédigé, en 1870, un nouveau modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus, et notre étude des ponts suspendus doit naturellement se terminer par la reproduction de ce document :

MONSIEUR LE PRÉFET,

Les conditions générales prescrites jusqu'à ce jour par l'administration des ponts et chaussées tant pour la rédaction des projets de ponts suspendus que pour les épreuves auxquelles ces ponts doivent être soumis avant d'être livrés au public, ont paru exiger diverses modifications. D'ailleurs ces conditions ne se trouvaient plus en harmonie avec les dispositions qui ont été adoptées récemment pour les ponts métalliques (*Circulaire du* 15 *juin* 1869).

En conséquence, j'ai chargé une commission spéciale de rechercher les modifications ou additions dont l'expérience a démontré l'utilité.

Après une étude approfondie de la question, la commission a préparé un nouveau modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus à voitures, un modèle de cahier des charges pour les ponts suspendus ne servant qu'aux piétons (passerelles), et un type d'arrêté de police à placarder aux abords des ponts suspendus à voitures, régis par le nouveau cahier des charges.

Le conseil général des ponts et chaussées a été d'avis, et j'ai reconnu avec lui, Monsieur le Préfet, par décision du 4 de ce mois, qu'il y a lieu d'approuver ces deux modèles de cahier des charges et les clauses de l'arrêté de police précités.

Vous trouverez ci-joint un exemplaire de ces trois documents.

Ainsi que vous le remarquerez, les nouvelles dispositions adoptées concernent particulièrement le système de suspension, les moyens d'en opérer la visite, la pression des supports, l'établissement des tabliers et les épreuves à faire subir au point avant de le livrer à la circulation.

Veuillez m'accuser réception de la présente circulaire, dont j'adresse ampliation à MM. les ingénieurs.

Recevez, Monsieur le Préfet, l'assurance de ma considération la plus distinguée.

Le Ministre des Travaux publics,

M[is] DE TALHOUET.

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES

POUR LES CONCESSIONS DE PONTS SUSPENDUS A VOITURES.

1. *Conditions spéciales relatives à l'emplacement, aux dimensions générales au délai d'exécution.* — L'adjudicataire s'engage à exécuter à ses frais, risques et périls, et à terminer dans le délai de à dater de l'homologation de son adjudication, ou plus tôt si faire se peut, tous les travaux nécessaires à la construction du pont suspendu sur. . . . . . . (emplacement, alignement, abords compris dans la concession, dimensions générales, largeurs, hauteurs. . . . . . .).

2. *Conditions générales des ouvrages.* — L'adjudicataire s'engage à n'employer que des matériaux de bonne qualité, et à se conformer à toutes les règles d'une construction solide.

3. *Bois des fondations.* — Il lui est spécialement interdit de placer des bois dans le corps ou sous la base des massifs de maçonnerie, si ce n'est au-dessous du niveau de l'étiage, et de façon que ces bois, qu'il ne serait pas possible de visiter, ne soient pas exposés aux alternatives du sec et de l'humide.

4. *Tension des fers.* — Les dimensions transversales des chaînes ou des câbles de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve par poids mort dont il sera fait mention dans l'article 15 ci-après, la tension n'excède pas, pour les fers en barre, le tiers, et pour les fils de fer, le quart de celle qui produirait la rupture. Dans ce calcul, le bois du tablier, quelle que soit son essence, sera compté comme pesant 900 kilogrammes par mètre cube.

Les dimensions transversales des tiges de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve par poids roulant, mentionnée au même article 15, et d'après les bases de répartition admises à l'article 7, la tension n'excède pas, pour les fers en barre et pour les fils de fer, le tiers de celle qui est autorisée par le paragraphe précédent pour les chaînes et pour les câbles.

En aucun cas, on ne pourra employer à la confection du système de suspension des fers présentant une résistance absolue inférieure à 33 kilogrammes par millimètre carré pour le fer en barre, et à 66 kilogrammes pour le fil de fer.

5. *Suspension et moyens ménagés pour la visite.* — La différence de niveau entre le point le plus bas de l'arc de suspension et le point correspondant verticalement à l'extrémité du tablier ne devra pas être supérieure au cinquième de la distance horizontale entre ces deux points.

Il ne sera fait usage ni de supports mobiles appelés fléaux ni de haubans.

Le système de retenue et d'amarre sera en tout cas établi en barres de fer.

Dans les suspensions par câbles en dehors des retenues, on adoptera pour les parties qui reposent directement sur les supports, des dispositions spéciales qui rendent possible le remplacement de ces parties sans qu'il soit nécessaire de remanier le reste des câbles.

Il ne sera pas employé plus de 250 à 300 brins de fil de fer pour la confection d'un seul câble.

Les organes de liaison, tels que goujons d'amarre, sellettes, étriers, semelles, boulons, clavettes, etc., seront en fer forgé, à l'exclusion de la fonte.

Le système de suspension, y compris ses amarres, sera disposé de façon que

toutes ses parties puissent être visitées en tout temps, sans qu'aucune démolition soit nécessaire à cet effet.

6. *Maximum de pression des supports.* — Les maçonneries et les parties métalliques des supports seront disposées et calculées de manière que pendant les épreuves elles ne subissent en aucun point une pression supérieure, pour la maçonnerie, au dixième de celle qui produirait l'écrasement ; pour les fontes, à 5 kilogrammes par millimètre carré, et, pour les fers, à 6 kilogrammes.

7. *Dispositions relatives aux tabliers.* — Les extrémités des tabliers seront solidement attachées aux maçonneries.

Les poutrelles en bois des tabliers seront reliées par deux cours de moises longitudinales serrées contre les poutrelles par des étriers.

Dans les ponts à deux voies on placera, en outre, au milieu du tablier et en dessous, une longrine maintenue aussi par des étriers. Ces prescriptions sont indépendantes de la liaison qu'on chercherait à obtenir par le mode de composition des garde-corps.

Les dimensions transversales des poutrelles seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve par poids roulant mentionnée à l'article 15, la tension ou la compression n'excède pas le dixième de la charge de rupture.

Pour effectuer ce calcul, on supposera le stationnement d'une ou de deux voitures, suivant que le pont sera à une ou à deux voies, ces voitures étant à deux roues, et pesant sur chaque roue 5,500 kilogrammes ; on admettra qu'au lieu même d'application de chacune des roues, le tiers de la totalité de la charge qui pèse sur elles est porté par une poutrelle, et on considérera cette poutrelle comme reposant sur deux appuis supportés par les tiges de suspension.

S'il est fait usage de poutrelles métalliques, elles seront reliées entre elles par des moyens analogues à ceux indiqués plus haut pour les poutrelles en bois. Les dimensions en seront calculéees d'après les mêmes principes et de manière que par millimètre carré de section la tension ne dépasse pas, pour la fonte, 1 kilogramme, et pour le fer, 6 kilogrammes, et la pression 5 kilogrammes pour la fonte et 6 pour le fer.

8. *Projet exigé de l'adjudicataire.* — Avant de commencer les travaux, et dans le délai de trois mois, à dater du jour où la décison qui aura homologué l'adjudication lui aura été notifiée, l'adjudicataire sera tenu de présenter au ministre de   par l'intermédiaire du préfet, le projet du pont et de ses dépendances, tel qu'il se propose de l'exécuter.

9. Les dessins de ce projet comprendront, outre le plan et l'élévation d'ensemble, tous les détails nécessaires pour faire connaître complétement le système des fondations, les dispositions et dimensions des maçonneries et de la charpente du tablier, les diverses parties du système de suspension et d'amarre des chaînes ou des câbles, enfin les moyens ménagés pour la visite de toutes les parties du pont.

Ces dessins seront accompagnés d'un mémoire descriptif et explicatif, contenant les calculs relatifs à la stabilité des diverses parties du pont, afin de faire voir que le projet satisfait aux stipulations des articles ci-dessus.

Toutes ces pièces devront être produites en double expédition.

Le projet sera soumis à l'examen du conseil des ponts et chaussées ; cet examen aura pour but de reconnaître : premièrement, si le projet satisfait aux conditions ci-dessus énoncées ; secondement, s'il ne présente pas, dans ses formes extérieures, quelques dispositions contraires au bon goût, et dont, par ce motif, il ne serait pas possible de tolérer l'exécution.

Une décision du ministre de autorisera ensuite, s'il y a lieu, l'exécution du projet, en prescrivant à l'adjudicataire d'y faire préalablement les modifications qui auraient été jugées nécessaires.

11. Cette décision sera notifiée à l'adjudicataire pour qu'il s'y conforme; on en déposera une copie dans les archives de la préfecture.

Les deux expéditions du projet, visées par le ministre, avec mention de la décision dont il vient d'être parlé, seront, l'une remise à l'adjudicataire, et l'autre déposée à la préfecture pour y être consultée au besoin.

12. Dans le cours des travaux, l'adjudicataire aura la faculté de proposer les changements que l'expérience lui suggérera; mais il ne pourra les opérer que sous l'autorisation préalable de l'administration supérieure.

13. *Vérification préalable de la résistance des fers.* — Avant la confection des chaînes ou câbles, des expériences seront faites par les ingénieurs, aux frais de l'adjudicataire, en sa présence et avec son concours ou avec celui de son fondé de pouvoirs, pour constater la résistance absolue des fers à employer. Les sections des chaînes ou câbles seront définitivement fixées en conséquence des résultats de ces expériences et de manière à satisfaire aux prescriptions de l'article 4 ci-dessus.

14. *Procès-verbal des expériences.* — Le procès-verbal de ces expériences et de leurs conséquences sera dressé en deux expéditions, dont l'une restera aux mains de l'adjudicataire, et l'autre sera déposée, comme annexe du projet, aux archives de la préfecture.

15. *Épreuves. Réception des travaux et autorisation de percevoir les droits de péage.* — Lorsque les travaux seront achevés, et avant que le public soit mis en jouissance du passage, le pont sera soumis à une première épreuve, par poids mort, dans laquelle il aura à supporter, indépendamment de son propre poids, une charge de 200 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, trottoirs compris. Cette charge restera pendant vingt-quatre heures sur le pont.

On procédera ensuite à une seconde épreuve, par poids roulant, en faisant circuler sur le pont une ou deux voitures, snivant que le pont sera à une ou deux voies et pesant chacune, avec le chargement 11,000 kilogrammes. Si le pont est à deux voies les voitures marcheront en sens contraire. Un certain nombre de poutrelles, désignées par l'ingénieur en chef des ponts et chaussées, seront soumises pendant une heure au moins à la charge directe de la voiture ou des voitures, selon les cas, servant aux épreuves.

L'ingénieur en chef des ponts et chaussées dressera procès-verbal de l'opération et de toutes les circonstances qui auront pu se manifester dans les diverses parties de la construction. Ce procès-verbal, sur lequel le concessionnaire sera invité à faire ses observations, sera adressé, avec un rapport de l'ingénieur en chef, au préfet, qui, dans le cas où ni les fers, ni les bois, ni les maçonneries ne paraîtraient avoir éprouvé aucune altération préjudiciable à la solidité, autorisera provisoirement l'ouverture du pont et la perception des droits de péage.

16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourra n'être soumis d'abord qu'à une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, et l'épreuve entière de poids mort pourra être retardée de plusieurs mois et même d'une année; mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épreuve entière, l'adjudicataire sera tenu de se conformer à tous les règlements de police qui seront arrêtés par l'administration dans l'intérêt de la sûreté publique.

Le public ne pourra être mis en jouissance du passage tant que l'épreuve par poids roulant n'aura pas été faite.

17. Si le pont se compose de plusieurs travées, chaque travée sera soumise séparément aux épreuves prescrites par l'article 15, sauf, pour l'épreuve par poids mort, à substituer la demi-épreuve à l'épreuve entière dans le cas prévu à l'article 16.

Toute circulation sur le pont est expressément interdite, même pour les ouvriers employés aux travaux, pendant la durée de l'épreuve ou demi-épreuve par poids mort. En conséquence, le concessionnaire devra amener et distribuer la charge sur le tablier en faisant usage soit de gravier ou de tout autre matière chargée sur des chariots à bascule mis en mouvement par des hommes ou des chevaux placés aux extrémités et en dehors du pont, soit de tout autre procédé que le concessionnaire jugera convenable d'employer, pourvu qu'il n'exige pas la présence des hommes sur le pont.

Pour l'épreuve par poids roulant, qui sera toujours consécutive de l'épreuve de poids mort, le personnel et les chevaux nécessaires pourront circuler sur le pont.

19. La réception du pont et l'autorisation de percevoir les droits de péage ne seront définitives que lorsqu'elles auront été homologuées par le ministre, qui pourra préalablement ordonner le renouvellement de l'épreuve, s'il juge la première insuffisante.

20. *Entretien.* — Le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été exécutés par l'adjudicataire seront constamment entretenus en bon état dans toutes leurs parties.

L'entretien du pont consistera notamment à peindre les bois au moins une fois tous les trois ans, et les fers tous les ans, et même plus souvent s'il est nécessaire, pour prévenir toute apparence d'oxydation; à renouveler les bois et les fers lorsque la commodité ou la sûreté du passage pourra l'exiger, à remplacer les chaînes ou câbles de suspension ou de retenue qui seraient rompus ou gravement altérés; à maintenir en bon état le système des fondations; à changer, au fur et à mesure des besoins, les pierres qui se dégraderaient dans les parements extérieurs des culées, des piles ou des murs d'accompagnement; à faire les ragréments et rejointoiements nécessaires pour refermer les joints que les pluies ou les intempéries auraient ouverts, de manière que toutes les parties apparentes des maçonneries offrent constamment une surface unie et régulière.

Les portions de routes aux abords du pont seront tenues sèches, nettes, unies, sans danger en temps de glace, fermes en toute saison.

La chaussée d'empierrement devra toujours avoir une épaisseur de 20 à 25 centimètres.

Les frais de toute nature relatifs à l'entretien, ainsi que ceux de construction première, et même, le cas échéant, de reconstruction, demeureront à la charge de l'adjudicataire.

21. *Visites annuelles. Épreuves périodiques et accidentelles.* — Tous les ans il sera fait, par l'ingénieur de l'arrondissement, une visite détaillée du pont et de toutes ses parties, à l'effet de constater leur état d'entretien. L'ingénieur en chef transmettra le procès-verbal de cette visite au préfet, avec son avis.

Tous les cinq ans, l'épreuve du pont, par poids roulant, prescrite par l'article 15 du présent cahier des charges, sera renouvelée aux frais du concessionnaire.

Indépendamment de la visite annuelle et de l'épreuve périodique, d'autres visites et des épreuves de l'une et l'autre sorte pourront avoir lieu sur l'ordre

du préfet, si un événement imprévu ou une circonstance quelconque faisait naître des doutes sur la solidité et la sûreté du passage.

22. *Acquisitions de terrains ou bâtiments.* — Si, pour l'établissement du pont et de ses abords, il est nécessaire d'acquérir des terrains ou bâtiments, et si l'adjudicataire ne s'accorde pas avec les propriétaires sur le prix de ces acquisitions, il sera substitué aux droits et obligations que le gouvernement tient de la loi du 3 mai 1841, sur l'expropriation pour cause d'utilité publique.

23. Les indemnités pour occupation temporaire ou détérioration de propriétés, pour chômage d'usines, pour rétablissement de communications interceptées, enfin pour tout dommage quelconque résultant des travaux, sont à la charge de l'adjudicataire.

24. Il sera passible de même des dommages-intérêts qui seraient alloués, pour cause d'éviction, au fermier du bac, s'il en existait un avant l'établissement du pont dans le même emplacement ou dans le voisinage. L'adjudicataire pourra transporter avec ses bateaux ses ouvriers et ses matériaux sur les points de la rivière où les travaux doivent s'exécuter, sans être tenu, pour cette cause, à aucun dédommagement envers le fermier du bac ; mais il lui est interdit, sous les peines de droit, de passer des personnes étrangères à la construction et de transporter des matériaux qui n'y seraient pas destinés.

25. *Maintien de la navigation et du flottage.* — Toutes les mesures à prendre et tous les frais à faire pour que le service de la navigation et du flottage ne soit pas interrompu ou ne soit entravé que le moins possible, pendant la durée des travaux de construction et de réparation, seront entièrement à la charge de l'adjudicataire.

26. *Passage provisoire.* — Dans le cas où la circulation sur le pont serait interrompue pour cause de travaux de réparation et d'entretien ou de reconstruction, l'adjudicataire sera tenu d'établir, à ses frais et sans délai, un passage provisoire à l'aide d'un bac ou de bateaux en nombre suffisant. Un arrêté du préfet, motivé soit sur la courte durée de l'interruption, soit sur le peu d'éloignement d'un autre pont, pourra seul dispenser le concessionnaire de cette obligation. Les droits à percevoir sur ce passage provisoire ne pourront jamais être autres que ceux qui sont fixés par le tarif du péage concédé.

27. *Contrôle et surveillance de l'administration.* — L'adjudicataire sera soumis au contrôle et à la surveillance de l'administration, pour l'accomplissement de toutes les clauses énoncées dans le présent cahier des charges. Il sera d'ailleurs libre d'exécuter les travaux par des moyens et des agents de son choix, pourvu qu'il n'en résulte aucune dérogation aux clauses du marché.

28. L'adjudicataire sera tenu d'élire dans le département un domicile auquel toutes les significations lui seront faites pour les actes qui se rattacheront à son entreprise. A défaut d'élection de ce domicile, toute notification ou signification à lui adressée sera valable lorqu'elle sera faite au secrétariat général de la préfecture d

29. *Frais de surveillance, d'épreuves, etc.* — Les frais de visite, de surveillance, de réception des travaux et d'épreuve seront à la charge de l'adjudicataire. Ces frais seront réglés par le ministre, sur la proposition du préfet, et le concessionnaire sera tenu d'en verser le montant dans la caisse du receveur général, pour être distribué à qui de droit.

30. *Concession et subvention.* — Pour indemniser l'adjudicataire des dépenses qu'il s'engage à faire par les articles précédents, et sous la condition expresse qu'il en remplira toutes les obligations, le gouvernement lui concède, pour le

temps qui sera déterminé par l'adjudication à intervenir, le produit d'un péage dont le tarif est annexé au présent cahier des charges, et dont la perception sera autorisée en la forme réglée par les articles 15 et 19 ci-dessus.

31. L'adjudicataire recevra en outre, à titre de subvention (fixer les termes du payement).

32. L'adjudication aura lieu au profit de celui des concurrents qui fera le plus fort rabais sur la durée du péage[1].

Cette durée sera comptée pour le concessionnaire à dater du jour où le pont aura été livré au public, même à la suite d'une demi-épreuve et avec les restrictions que l'administration aura jugé à propos d'imposer.

Les frais de régie, de perception, d'administration et d'éclairage du pont seront à la charge de l'adjudicataire.

33. A l'expiration de la concession, le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été construits par le concessionnaire seront remis à l'administration en bon état d'entretien dans toutes leurs parties. Les terrains achetés des deniers du concessionnaire pour l'établissement des abords ne pourront donner lieu à aucune répétition de sa part.

34. *Entière responsabilité de l'adjudicataire.* — Dans aucun cas l'adjudicataire ne pourra se prévaloir, pour réclamer une indemnité quelconque, soit des modifications que son projet aurait subies en vertu de l'article 10, soit de l'élévation de la dépense, soit des restrictions qui pourraient avoir été mises à l'usage du pont dans l'intérêt de la sûreté publique.

Il doit aussi être entendu que, nonobstant la surveillance exercée sur les travaux par l'administration, le concessionnaire reste responsable de tous les défauts de solidité, et que tous les frais d'entretien, ainsi que les dommages-intérêts qui pourraient être dus à des tiers, en cas d'accident, seront à sa charge.

35. *Cautionnement.* — Pour être admis à soumissionner, les concurrents devront, au préalable, avoir versé, soit à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, soit dans le département où l'adjudication aura lieu, entre les mains du receveur général des finances, une somme de - en numéraire ou en inscriptions de rentes calculées au pair de création, conformément aux dispositions des lois et règlements sur la matière.

Si le dépôt en inscriptions de rentes est fait à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, les soumissionnaires devront déclarer par écrit, sur les livres de cette caisse, qu'ils affectent le dépôt à la garantie de leur soumission, et qu'à cet effet, et pour le cas où ils resteraient titulaires de l'adjudication, ils donnent à la caisse tout pouvoir de vendre *les rentes déposées*, d'en réaliser et signer le *transfert*, et d'en appliquer le montant conformément au présent cahier des charges, articles 37 à 42 ci-après.

Si le même dépôt est effectué dans la caisse du receveur général du département, les soumissionnaires devront signer un acte sur papier timbré, fait double entre eux et le receveur général, et par lequel ils affecteront le dépôt à la garantie de leur soumission, donnant au receveur général, pour les rentes départementales, et à l'agent judiciaire du Trésor pour les rentes directes, tout pouvoir de vendre, réaliser et transférer, ainsi qu'il vient d'être dit pour ce qui concerne la caisse des dépôts et consignations.

[1] Si dans certains cas l'administration juge à propos de faire porter le rabais, non sur la durée du péage, mais sur le montant de la subvention, l'article 32 sera modifié dans ce sens.

Ce dépôt, qui deviendra, pour le soumissionnaire déclaré adjudicataire, le cautionnement de l'entreprise, ne lui sera rendu qu'après la réception définitive des travaux, homologuée dans la forme stipulée à l'article 19.

36. *Homologation de la concession.* — L'adjudication ne sera valable et définitive qu'après avoir été approuvée par une décision ministérielle.

37. *Cas de déchéance, d'éviction et de saisie.* — Faute par l'adjudicataire d'avoir présenté son projet dans le délai fixé par l'article 8 ci-dessus, il encourra de plein droit la déchéance, sans qu'il soit besoin d'aucune mise en demeure, et perdra son cautionnement, qui sera retenu à titre de dommages-intérêts.

38. La déchéance et la perte du cautionnement seront également encourues si, après avoir fourni un projet dont l'administration n'aura pas autorisé l'exécution, il n'en présente pas un acceptable dans le délai que le ministre d aura fixé.

39. L'adjudicataire encourra les mêmes peines s'il n'a pas commencé les travaux dans le délai que déterminera la décision d'autorisation, et qui ne sera pas de moins de trois mois.

40. Faute par le concessionnaire, après avoir été mis en demeure, d'avoir terminé dans le détai fixé par l'article 1er les travaux qu'il aura commencés, et d'avoir rempli les diverses obligations qu'il contracte, il sera pourvu à la continuation et à l'achèvement de ces travaux au moyen d'une adjudication nouvelle, qui sera ouverte sur une mise à prix des ouvrages déjà construits, des matériaux approvisionnés, des terrains achetés, et qui sera dévolue à celui des nouveaux soumissionnaires qui, pour succéder aux droits et charges du premier adjudicataire, en fournissant un nouveau cautionnement offrira la plus forte somme desdits ouvrages, matériaux et terrains. Les soumissions pourront être inférieures à la mise à prix.

41. La somme offerte par le nouvel adjudicataire sera remise au concessionnaire évincé, mais le cautionnement de celui-ci sera retenu à titre de dommages-intérêts.

42. Si le nouvel adjudicataire s'engage purement et simplement à poursuivre les travaux et à les achever à ses frais, risques et périls, sans mettre d'ailleurs aucun prix à tout ce qui aura été fait avant son entrée dans l'entreprise, le concessionnaire déchu se retirera sans pouvoir exercer aucune prétention quelconque, et, dans ce cas comme dans l'autre, il perdra tout droit sur le cautionnement. Enfin si, au lieu d'offrir une somme d'argent, l'adjudicataire nouveau réclame le concours de l'État dans les dépenses, le cautionnement sera employé à satisfaire à cette demande jusqu'à concurrence du montant qu'elle comprendra, et la portion qui ne recevra pas d'emploi sera retenue, comme dans les suppositions précédentes, au même titre de dommages-intérêts.

43. Les stipulations des articles précédents, relatives à la déchéance de l'adjudicataire, ne lui seraient pas applicables si l'exécution des travaux avait été retardée ou interrompue par des circonstances de force majeure dûment constatées.

44. Faute par le concessionnaire de maintenir le pont en bon état d'entretien ou de remplir les autres obligations qui lui seraient imposées par l'administration en vertu des clauses du présent cahier des charges, il y sera contraint par les voies de droit, l'administration aura d'ailleurs la faculté de mettre le séquestre sur les produits du péage et d'en disposer jusqu'à concurrence des sommes nécessaires à l'exécution des travaux ou au payement des dépenses qu'il y aura lieu de faire pour le compte du concessionnaire.

45. *Jugement des contestations.* — Les contestations qui pourraient s'élever entre l'administration et le concessionnaire, sur l'exécution ou l'interprétation des clauses et conditions du présent cahier des charges, seront jugées administrativement par le conseil de préfecture du département
sauf recours au conseil d'État.

Paris, le 4 mai 1870.

Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

TYPE D'ARRÊTÊ DE POLICE

A PLACARDER AUX ABORDS DES PONTS SUSPENDUS RÉGIS PAR LE NOUVEAU CAHIER DES CHARGES.

Le préfet,

Vu la loi du 30 mai 1851, sur la police du roulage et des messageries publiques ;

Vu les articles 2 et 8 du règlement d'administration publique du 10 août 1852, rendu en exécution de cette loi ;

Vu le modèle du cahier des charges pour les concessions des ponts suspendus arrêté par M. le ministre des travaux publics le 4 mai 1870 ;

Vu la décision ministérielle en date du

Arrête :

Art. 1er. Les voitures qui circulent sur le pont suspendu de ne peuvent être attelées :

1° Celles servant au transport des marchandises, de plus de cinq chevaux, si elles sont à deux roues ; de plus de huit, si elles sont à quatre roues, sans qu'il puisse y avoir plus de cinq chevaux de file ;

2° Celles servant au transport des personnes, de plus de trois chevaux, si elles sont à deux roues ; de plus de six, si elles sont à quatre roues.

Art. 2. Toute voiture attelée d'un nombre de chevaux égal ou supérieur à cinq ne doit pas s'engager sur le tablier d'une travée quand il y a déjà sur cette travée une voiture d'un attelage égal ou supérieur à ce nombre de chevaux.

Il est interdit de faire passer par convoi, les unes à la file des autres, les voitures attelées de moins de cinq chevaux ; ces voitures devront conserver entre elles une distance au moins égale à la longueur de l'équipage attelage compris, sans que cette distance soit jamais inférieure à 15 mètres ;

(Si le pont est à deux voies, il sera ajouté :)

Ces dernières prescriptions ne s'appliquent qu'aux voitures marchant dans le même sens.

Art. 3. Pendant la traversée du pont, les chevaux seront mis au pas ; les voituriers ou rouliers tiendront les guides ou le cordeau ; les conducteurs et postillons resteront sur leurs siéges.

Défense est faite aux rouliers et autres voituriers de dételer aucun de leurs chevaux pour le passage du pont et de laisser stationner les voitures.

Art. 4. Le nombre de bœufs ou vaches passant à la fois sur le pont ne pourra être supérieur à. . . . . Le passage aura lieu par bandes séparées de. . . . . têtes au plus.

(Le préfet déterminera, sur le rapport de l'ingénieur en chef, le nombre total à admettre et le nombre par bande d'après la longueur et la largeur du tablier de la moindre travée et le poids des bêtes par tête.)

Art. 5. Lors dn passage de la troupe, les chefs de corps devront faire marcher :

L'infanterie sur deux files seulement et à volonté, c'est-à-dire en rompant le pas.

La cavalerie sur une seule ligne et au pas.

Art. 6. Il est défendu de stationner et de fumer sur le pont.

Art. 7. Les contraventions au présent arrêté seront constatées, poursuivies et réprimées conformément aux titre II et III de la loi du 30 mai 1851 et au règlement du 10 août 1852.

Art. 8. Les fonctionnaires et agents dénommés à l'article 15 de la loi du 30 mai sont chargés d'assurer l'exécution de cet arrêté, qui sera publié partout où besoin sera et placardé à l'entrée et à la sortie du pont.

Paris, le 4 mai, 1870.

Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

MODÈLE DE CAHIER DES CHARGES

POUR LES CONCESSIONS DE PONTS SUSPENDUS POUR PIÉTONS.

1. *Conditions spéciales relatives à l'emplacement, aux dimensions générales, et délai d'exécution.* — L'adjudicataire s'engage à exécuter, à ses frais, risques et périls, et à terminer dans le délai d à dater de l'homologation de son adjudication, ou plus tôt si faire se peut, tous les travaux nécessaires à la construction d'un pont suspendu sur (emplacement, alignements, abords compris dans la concession, dimensions générales, largeurs, hauteurs...).

2. *Conditions générales des ouvrages.*— L'adjudicataire s'engage à n'employer que des matériaux de bonne qualité, et à se conformer à toutes les règles d'une construction solide.

3. *Bois des fondations.* — Il lui est spécialement interdit de placer des bois dans le corps ou sous la base des massifs de maçonnerie, si ce n'est au-dessous du niveau de l'étiage, et de façon que ces bois, qu'il ne serait pas possible de visiter, ne soient pas exposés aux alternatives du sec et de l'humide.

4. *Tension des fers.*— Les dimensions transversales des chaînes ou des câbles de suspension seront calculées de manière qu'au moment de l'épreuve dont il sera fait mention dans l'article 15 ci-après, la tension n'excède pas, pour les fers en barre, le tiers, et pour les fils de fer, le quart de celle qui produirait la

rupture. Dans ce calcul, le bois du tablier, quelle que soit son essence, sera compté comme pesant 900 kilogrammes par mètre cube.

Les dimensions transversales des tiges de suspension seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve mentionnée à l'article 15, la tension n'excède pas pour les fers en barre et pour les fils de fer, le tiers de celle qui est autorisée par le paragraphe précédent pour les chaînes et pour les câbles.

En aucun cas, on ne pourra employer à la confection du système de suspension des fers présentant une résistance absolue inférieure à 33 kilogrammes par millimètre carré pour le fer en barre, et à 66 kilogrammes pour le fil de fer.

5. *Suspension et moyens ménagés pour la visite.* — La différence de niveau entre le point le plus bas de l'arc de suspension et le point correspondant verticalement à l'extrémité du tablier ne devra pas être supérieure au cinquième de la distance horizontale entre ces deux points.

Il ne sera fait usage ni de supports mobiles appelés fléaux ni de haubans.

Le système de retenue et d'amarre sera en tous cas établi en barres de fer.

Dans les suspensions par câbles en dehors des retenues, on adoptera, pour les parties qui reposent directement sur les supports, des dispositions spéciales qui rendent possible le remplacement de ces parties sans qu'il soit nécessaire de remanier le reste des câbles.

Il ne sera pas employé plus de 250 à 300 brins de fil de fer pour la confection d'un seul câble.

Les organes de liaison, tels que goujons d'amarres, sellettes, étriers, semelles, boulons, clavettes, etc., seront en fer forgé, à l'exclusion de la fonte.

Le système de suspension, y compris ses amarres, sera disposé de façon que toutes ses parties puissent être visitées en tout temps, sans qu'aucune démolition soit nécessaire à cet effet.

6. *Supports.* — Les maçonneries et les parties métalliques des supports seront disposées et calculées de manière que, pendant les épreuves, elles ne subissent en aucun point une pression supérieure, pour la maçonnerie, au dixième de celle qui produirait l'écrasement, pour les fontes, à 5 kilogrammes, et pour les fers, à 6 kilogrammes par millimètre quarré.

7. *Dispositions relatives aux tabliers.* — Les extrémités des tabliers seront solidement attachées aux maçonneries.

Les poutrelles en bois des tabliers seront moisées et reliées au moyen de deux cours de doubles longrines placées à l'aplomb des garde-corps et serrées ensemble par des étriers.

S'il est fait usage de poutrelles en fer, elles seront reliées ensemble par des moyens analogues.

Les dimensions transversales des bois du tablier ou des poutrelles métalliques seront calculées de manière que, au moment de l'épreuve mentionnée à l'article 15, la tension ou la compression n'excède pas, pour le bois un dixième de la charge de rupture, et pour le fer, 6 kilogrammes par millimètre quarré. Pour la fonte, la tension ne devra pas dépasser 1 kilogramme, et la compression 5 kilogrammes par millimètre quarré.

8. *Projet exigé de l'adjudicataire.* — Avant de commencer les travaux, et dans le délai de trois mois à dater du jour où la décision qui aura homologué l'adjudication lui aura été notifiée, l'adjudicataire sera tenu de présenter au ministre, par l'intermédiaire du préfet, le projet du pont et de ses dépendances, tel qu'il se propose de l'exécuter.

9. Les dessins de ce projet comprendront, outre le plan et l'élévation d'ensemble, tous les détails nécessaires pour faire connaître complétement le système des fondations, les dispositions et dimensions des maçonneries et de la charpente du tablier, les diverses parties du système de suspension et d'amarre des chaînes ou des câbles, enfin les moyens ménagés pour la visite de toutes les parties du pont.

Ces dessins seront accompagnés d'un mémoire descriptif et explicatif contenant les calculs relatifs à la stabilité des diverses parties du pont, afin de faire voir que le projet satisfait aux stipulations des articles ci-dessus.

Toutes ces pièces devront être produites en double expédition.

10. Le projet sera soumis à l'examen du conseil des pont et chaussées; cet examen aura pour but de reconnaître : premièrement, si le projet satisfait aux conditions ci-dessus énoncées; secondement, s'il ne présente pas, dans ses formes extérieures, quelques dispositions contraires au bon goût, et dont, par ce motif, il ne serait pas possible de tolérer l'exécution.

Une décision du ministre autorisera ensuite, s'il y a lieu, l'exécution du projet, en prescrivant à l'adjudicataire d'y faire préalablement les modifications qui auraient été jugées nécessaires.

11. Cette décision sera notifiée à l'adjudicataire, pour qu'il s'y conforme; on en déposera une copie dans les archives de la préfecture. Les deux expéditions du projet, visées par le ministre avec mention de la décision dont il vient d'être parlé, seront, l'une remise à l'adjudicataire, et l'autre déposée à la préfecture pour y être consultées au besoin.

12 Dans le cours des travaux, l'adjudicataire aura la faculté de proposer les changements que l'expérience lui suggérera; mais il ne pourra les opérer que sous l'autorisation préalable de l'administration supérieure.

13. *Vérification préalable de la résistance des fers.* — Avant la confection des chaînes ou câbles, des expériences seront faites par les ingénieurs, aux frais de l'adjudicataire, en sa présence et avec son concours ou avec celui de son fondé de pouvoirs, pour constater la résistance absolue des fers à employer. Les sections des chaînes ou câbles seront définitivement fixées en conséquence des résultats de ces expériences et de manière à satisfaire aux prescriptions de l'article 4 ci-dessus.

14. *Procès-verbal des expériences.* — Le procès-verbal de ces expériences et de leurs conséquences sera dressé en deux expéditions, dont l'une restera aux mains de l'adjudicataire, et l'autre sera déposée, comme annexe du projet, aux archives de la préfecture.

15. *Réception des travaux et autorisation de percevoir les droits de péage.* — Lorsque les travaux seront achevés, et avant que le public soit mis en jouissance du passage, le pont sera soumis à une épreuve dans laquelle il aura à supporter, indépendamment de son propre poids, une charge de 200 kilogrammes par mètre superficiel de plancher. Cette charge restera pendant vingt-quatre heures sur le pont. L'ingénieur en chef des ponts et chaussées dressera procès-verbal de l'opération et de toutes les circonstances qui auront pu se manifester dans les diverses parties de la construction. Ce procès-verbal, sur lequel le concessionnaire sera invité à faire ses observations, sera adressé, avec un rapport de l'ingénieur en chef, au préfet, qui, dans le cas où ni les fers, ni les bois, ni les maçonneries ne paraîtraient avoir éprouvé aucune altération préjudiciable à la solidité, autorisera provisoirement l'ouverture du pont et la perception des droits de péage.

16. Si l'adjudicataire le demande, le pont pourra n'être soumis d'abord qu'à une demi-épreuve de 100 kilogrammes par mètre superficiel de plancher, et l'épreuve entière pourra être retardée de plusieurs mois et même d'une année; mais dans l'intervalle de la demi-épreuve à l'épreuve entière, l'adjudicataire sera tenu de se conformer à tous les règlements de police qui seront arrêtés par l'administration dans l'intérêt de la sûreté publique.

17. Si le pont se compose de plusieurs travées, chaque travée sera soumise séparément à l'épreuve prescrite par l'article 15, soit que l'adjudicataire accepte immédiatement l'épreuve entière, soit qu'il réclame provisoirement une demi-épreuve.

18. Toute circulation sur le pont est expressément interdite, même pour les ouvriers employés aux travaux, pendant la durée de l'épreuve ou demi-épreuve. En conséquence, le concessionnaire devra amener et distribuer la charge sur le tablier en faisant usage soit de gravier ou de toute autre matière chargée sur des chariots à bascules mis en mouvement par des hommes ou des chevaux placés aux extrémités et en dehors du pont, soit de tout autre procédé que le concessionnaire jugera convenable d'employer, pourvu qu'il n'exige pas la présence des hommes sur le pont.

19. La réception du pont et l'autorisation de percevoir les droits de péage ne seront définitives que lorsqu'elles auront été homologuées par le ministre, qui pourra préalablement ordonner le renouvellement de l'épreuve, s'il juge la première insuffisante.

20. *Entretien.* — Le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été exécutés par l'adjudicataire, seront constamment entretenus en bon état dans toutes leurs parties.

L'entretien du pont consistera notamment à peindre les bois au moins une fois tous les trois ans, et les fers tous les ans, et même plus souvent s'il est nécessaire, pour prévenir toute apparence d'oxydation; à renouveler les bois et les fers lorsque la commodité ou la sûreté du passage pourra l'exiger; à remplacer les chaînes ou câbes de suspension ou de retenue qui seraient rompus ou gravement altérés; à maintenir en bon état le système des fondations; à changer au fur et à mesure des besoins, les pierres qui se dégraderaient dans les parements extérieurs des culées, des piles ou des murs d'accompagnement; à faire les ragréments et rejointoiements nécessaires pour refermer les joints que les pluies ou les intempéries auraient ouverts, de manière que toutes les parties apparentes de maçonnerie offrent constamment une surface unie et régulière.

Les portions de route aux abords du pont seront tenues sèches, nettes, unies, sans danger en temps de glace, fermes en toute saison. La chaussée d'empierrement devra toujours avoir une épaisseur de 20 à 25 centimètres.

Les frais de toute nature relatifs à l'entretien, ainsi que ceux de construction première, et même, le cas échéant de reconstruction, demeureront à la charge de l'adjudicataire.

21. *Visites annuelles. Épreuves périodiques et accidentelles.* — Tous les ans il sera fait, par l'ingénieur de l'arrondissement, une visite détaillée du pont et de toutes ses parties, à l'effet de constater leur état d'entretien. L'ingénieur en chef transmettra le procès-verbal de cette visite au préfet, avec son avis.

Tous les cinq ans, l'épreuve du pont, prescrite par l'article 15 du présent cahier des charges, sera renouvelée aux frais du concessionnaire. Cette épreuve pourra, sur sa demande, être précédée d'une demi-épreuve.

Indépendamment de la visite annuelle et de l'épreuve périodique, d'autres visites et épreuves pourront avoir lieu sur l'ordre du préfet, si un événement imprévu ou une circonstance quelconque faisait naître des doutes sur la solidité et la sûreté du passage.

22. *Acquisition de terrains ou bâtiments.* — Si, pour l'établissement du pont et de ses abords, il est nécessaire d'acquérir des terrains ou bâtiments, et si l'adjudicataire ne s'accorde pas avec les propriétaires sur le prix de ces acquisitions, il sera substitué aux droits et obligations que le gouvernement tient de la loi du 3 mai 1841 sur l'expropriation pour cause d'utilité publique.

23. Les indemnités pour occupation temporaire ou détérioration de propriété, pour chômage d'usine, pour rétablissement de communications interceptées, enfin pour tout dommage quelconque résultant des travaux, sont à la charge de l'adjudicataire.

24. Il sera passible de même des dommages-intérêts qui seraient alloués, pour cause d'éviction, au fermier du bac, s'il en existait un avant l'établissement du pont dans le même emplacement ou dans le voisinage. L'adjudicataire pourra transporter, avec ses bateaux, ses ouvriers et ses matériaux sur les points de la rivière où les travaux doivent s'exécuter, sans être tenu, pour cette cause, à aucun dédommagement envers le fermier du bac; mais il lui est interdit, sous les peines de droit, de passer des personnes étrangères à la construction et de transporter des matériaux qui n'y seraient pas destinés.

25. *Maintien de la navigation et du flottage.* — Toutes les mesures à prendre et tous les frais à faire pour que le service de la navigation et du flottage ne soit pas interrompu, ou ne soit entravé que le moins possible, pendant la durée des travaux de construction et de réparation, seront entièrement à la charge de l'adjudicataire.

26. *Passage provisoire.* — Dans le cas où la circulation sur le pont serait interrompue pour cause de travaux de réparation et d'entretien ou de reconstruction, l'adjudicataire sera tenu d'établir, à ses frais et sans délai, un passage provisoire à l'aide d'un bac ou de bateaux en nombre suffisant. Un arrêté du préfet, motivé soit sur la courte durée de l'interruption, soit sur le peu d'éloignement d'un autre pont, pourra seul dispenser le concessionnaire de cette obligation. Les droits à percevoir sur ce passage ne pourront jamais être autres que ceux qui sont fixés par le tarif du péage concédé.

27. *Contrôle et surveillance de l'administration.* — L'adjudicataire sera soumis au contrôle et à la surveillance de l'administration pour l'accomplissement de toutes les clauses énoncées dans le présent cahier des charges. Il sera d'ailleurs libre d'exécuter les travaux par des moyens et des agents de son choix, pourvu qu'il n'en résulte aucune dérogation aux clauses du marché.

28. L'adjudicataire sera tenu d'élire dans le département un domicile auquel toutes les significations lui seront faites pour les actes qui se rattacheront à son entreprise. A défaut d'élection de ce domicile, toute notification ou signification à lui adressée sera valable lorsqu'elle sera faite au secrétariat général de la préfecture d

29. *Frais de surveillance, d'épreuves, etc.* — Les frais de visite, de surveillance, de réception des travaux et d'épreuve seront à la charge de l'adjudicataire. Ces frais seront réglés par le ministre sur la proposition du préfet, et le concessionnaire sera tenu d'en verser le montant dans la caisse du receveur général, pour être distribué à qui de droit.

30. *Concession et subvention.* — Pour indemniser l'adjudicataire des dépenses

qu'il s'engage à faire par les articles précédents, et sous la condition expresse qu'il en remplira toutes les obligations, le gouvernement lui concède, pour le temps qui sera déterminé par l'adjudication à intervenir, le produit d'un péage dont le tarif est annexé au présent cahier des charges et dont la perception sera autorisée en la forme réglée par les articles 15 et 19 ci-dessus.

31. L'adjudicataire recevra, en outre, à titre de subvention (fixer les termes du payement).

32. L'adjudication aura lieu au profit de celui des concurrents qui fera le plus fort rabais sur la durée du péage[1].

Cette durée sera comptée pour le concessionnaire à dater du jour où le pont aura été livré au public, même à la suite d'une démi-épreuve et avec les restrictions que l'administration aura jugé à propos d'imposer.

Les frais de régie, de perception, d'administration et d'éclairage du pont seront à la charge de l'adjudicataire.

33. A l'expiration de la concession, le pont, ses abords et tous les ouvrages quels qu'ils soient qui auront été construits par le concessionnaire seront remis à l'administration en bon entretien dans toutes leurs parties. Les terrains achetés des deniers du concessionnaire pour l'établissement des abords ne pourront donner lieu à aucune répétition de sa part.

34. *Entière responsabilité de l'adjudicataire.* — Dans aucun cas, l'adjudicataire ne pourra se prévaloir, pour réclamer une indemnité quelconque, soit des modifications que son projet aurait subies en vertu de l'article 10, soit de l'élévation de la dépense, soit des restrictions qui pourraient avoir été mises à l'usage du pont dans l'intérêt de la sûreté publique.

Il doit être aussi entendu que, nonobstant la surveillance exercée sur les travaux par l'administration, le concessionnaire reste responsable de tous les défauts de solidité, et que tous les frais d'entretien, ainsi que les dommages-intérêts qui pourraient être dus à des tiers, en cas d'accident, seront à sa charge.

35. *Cautionnement.* — Pour être admis à soumissionner, les concurrents devront, au préalable, avoir versé, soit à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, soit dans le département où l'adjudication aura lieu, entre les mains du receveur général des finances, une somme de en numéraire ou en inscriptions de rentes calculées au pair de création, conformément aux dispositions des lois et règlements sur la matière.

Si le dépôt en inscriptions de rentes est fait à Paris, dans la caisse des dépôts et consignations, les soumissionnaires devront déclarer par écrit, sur les livres de cette caisse, qu'ils affectent le dépôt à la garantie de leur soumission, et qu'à cet effet et pour le cas où ils resteraient titulaires de l'adjudication, ils donnent à la caisse tout pouvoir de vendre *les rentes déposées*, d'en réaliser et signer le *transfert*, et d'en appliquer le montant conformément au présent cahier des charges, articles 37 à 42 ci-après.

Si le même dépôt est effectué dans la caisse du receveur général du département, les soumissionnaires devront signer un acte sur papier timbré, fait double entre eux et le receveur général, et par lequel ils affecteront le dépôt à la garantie de leur soumission, donnant au receveur général pour les rentes départementales, et à l'agent judiciaire du Trésor pour les rentes directes, tout pou

[1] Si dans certains cas l'administration juge à propos de faire porter le rabais, non sur la durée du péage, mais sur le montant de la subvention, l'article 32 sera modifié dans ce sens.

voir de vendre, réaliser et transférer, ainsi qu'il vient d'être dit pour ce qui concerne la caisse des dépôts et consignations.

Ce dépôt, qui deviendra, pour le soumissionnaire déclaré adjudicataire, le cautionnement de l'entreprise, ne lui sera rendu qu'après la réception définitive des travaux homologués dans la forme stipulée à l'article 19.

36. *Homologation de la concession.* — L'adjudication ne sera valable et définitive qu'après avoir été approuvée par une décision ministérielle.

37. *Cas de déchéance, d'éviction et de saisie.* — Faute par l'adjudicataire d'avoir présenté son projet dans le délai fixé par l'article 8 ci-dessus, il encourra de plein droit la déchéance, sans qu'il soit besoin d'aucune mise en demeure, et perdra son cautionnement, qui sera retenu à titre de dommages-intérêts.

38. La déchéance et la perte du cautionnement seront également encourues si, après avoir fourni un projet dont l'administration n'aura pas autorisé l'exécution, il n'en présente pas un acceptable dans le délai que le ministre aura fixé.

39. L'adjucataire encourra les mêmes peines, s'il n'a pas commencé les travaux dans le délai que déterminera la décision d'autorisation, et qui ne sera pas de moins de trois mois.

40. Faute par le concessionnaire, après avoir été mis en demeure, d'avoir terminé dans le délai fixé par l'article 1er les travaux qu'il aura commencés, et d'avoir rempli les diverses obligations qu'il contracte, il sera pourvu à la continuation et à l'achèvement de ces travaux au moyen d'une adjudication nouvelle, qui sera ouverte sur une mise à prix des ouvrages déjà construits, des matériaux approvisionnés, des terrains achetés, et qui sera dévolue à celui des nouveaux soumissionnaires qui, pour succéder aux droits et charges du premier adjudicataire, en fournissant un nouveau cautionnement, offrira la plus forte somme desdits ouvrages, matériaux et terrains. Les soumissions pourront être inférieures à la mise à prix.

41. La somme offerte par le nouvel adjudicataire sera remise au concessionnaire évincé, mais le cautionnement de celui-ci sera retenu à titre de dommages-intérêts.

42. Si le nouvel adjudicataire s'engage purement et simplement à poursuivre les travaux et à les achever à ses frais, risques et périls, sans mettre d'ailleurs aucun prix à tout ce qui aura été fait avant son entrée dans l'entreprise, le concessionnaire déchu se retirera sans pouvoir exercer aucune prétention quelconque, et dans ce cas, comme dans l'autre, il perdra tout droit sur le cautionnement. Enfin si, au lieu d'offrir une somme d'argent, l'adjudicataire nouveau réclame le concours de l'État dans les dépenses, le cautionnement sera employé à satisfaire à cette demande jusqu'à concurrence du montant qu'elle comprendra, et la portion qui ne recevra pas d'emploi sera retenue comme dans les suppositions précédentes, au même titre de dommages-intérêts.

43. Les stipulations des articles précédents, relatives à la déchéance de l'adjudicataire, ne lui seraient pas applicables si l'exécution des travaux avait été retardée ou interrompue par des circonstances de force majeure dûment constatées.

44. Faute par le concessionnaire de maintenir le pont en bon état d'entretien ou de remplir les autres obligations qui lui seraient imposées par l'administration en vertu des clauses du présent cahier des charges, il y sera contraint par les voies de droit : l'administration aura d'ailleurs la faculté de mettre le séquestre sur les produits du péage, et d'en disposer jusqu'à concurrence des

sommes nécessaires à l'exécution des travaux ou au payement des dépenses qu'il y aura lieu de faire pour le compte du concessionnaire.

45. *Jugement des contestations.* — Les contestations qui pourraient s'élever entre l'administration et le concessionnaire, sur l'exécution ou l'interprétation des clauses et conditions du présent cahier des charges, seront jugées administrativement par le conseil de préfecture du département d ,
sauf recours au conseil d'État.

Paris, le 4 mai 1870.

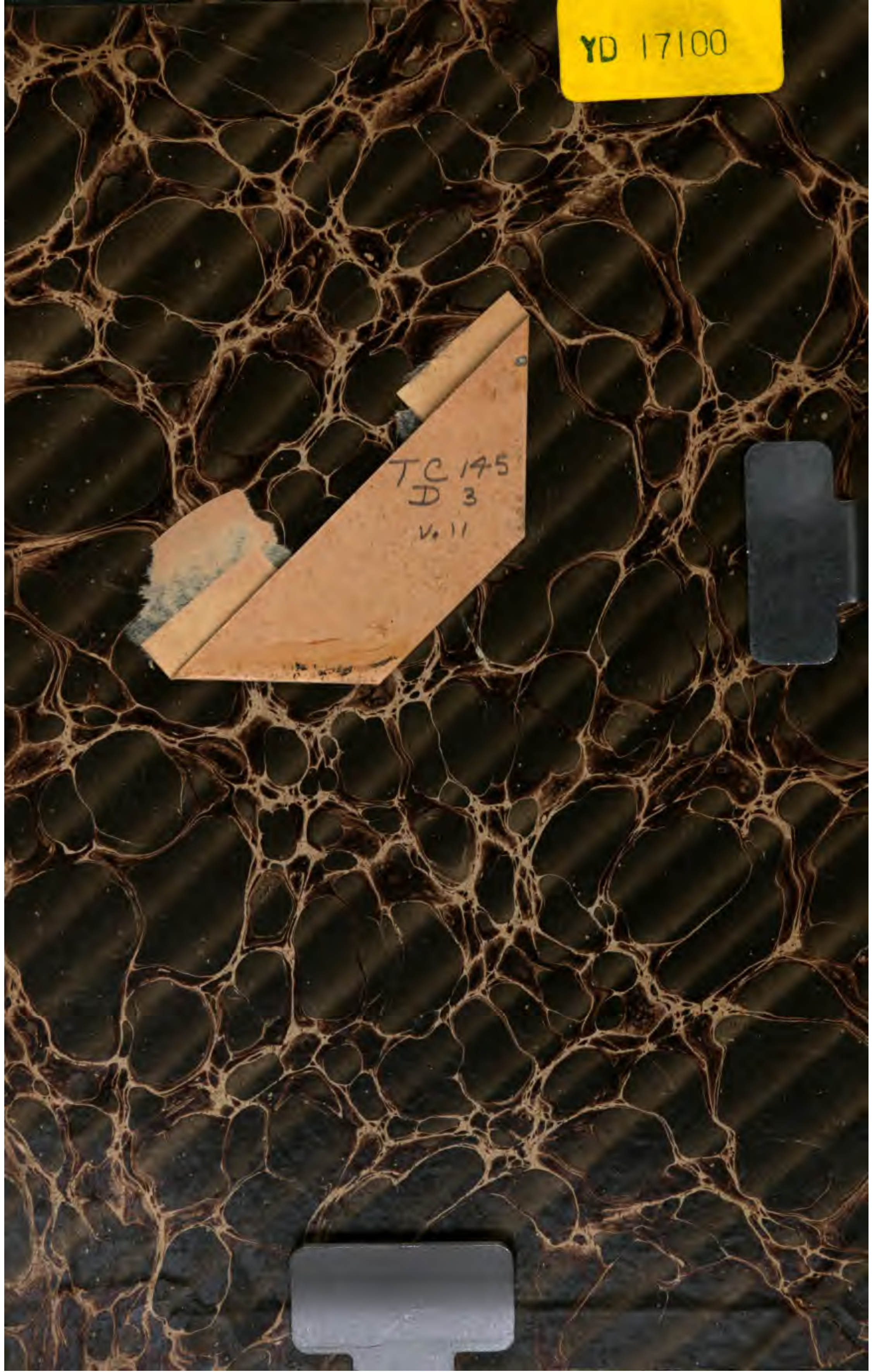
Approuvé :

Le ministre des travaux publics,

Marquis de TALHOUET.

PARIS. — IMPRIMERIE C. MARPON ET E. FLAMMARION, RUE RACINE, 26.




YD 17100
TC 145
D 3
V. 11

